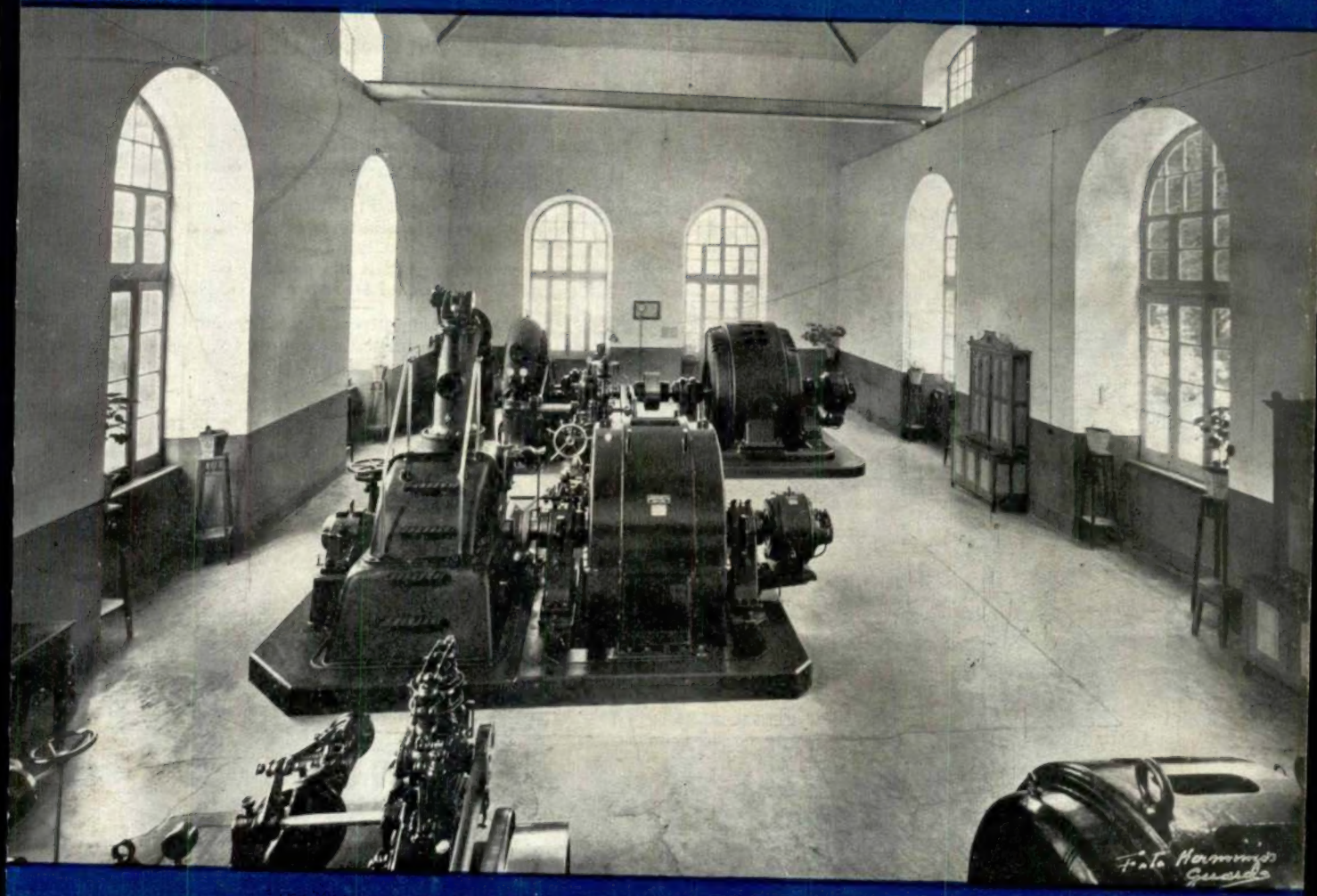
TÉCNICA



REVISTA DE ENGENHARIA
DOS ALUNOS DO I.S.T.

N.º 195-Outubro-1949

CIMENTO

SECIL

Fabricado pelos mais modernos processos e preferido para todos os trabalhos de responsabilidade.
Sacos de papel ou de juta com 50 Kg.
Barricas de 180 Kg.

S E C I L

COMPANHIA GERAL DE CAL E CIMENTO
RUA DO COMÉRCIO, 56, 3.º
LISBOA

União Eléctrica Portuguesa

S. A. R. L.

SEDE
Rua Duque de Loulé, 240 — Pôrto
Telef. 2828 — 2829 — 2830 — Est. 90

DELEGAÇÃO
R. António Maria Cardoso, 13, 2.º-Lisboa
Telefones 27232 — 27233 — Est. 365

ELECTRICIDADE DO LINDOSO
E DAS CENTRAIS DO FREIXO E DA CACHOFARRA

A **União Eléctrica Portuguesa** distribui e vende electricidade nos **distritos** de VIANA DO CASTELO, BRAGA, PORTO, AVEIRO, COIMBRA, VISEU LEIRIA e de SETÚBAL, pela mais extensa rêde de alta-tensão em Portugal (mais de 1.200 kms), levando fôrça motriz às FÁBRICAS e luz a CIDADES, VILAS, ALDEIAS e LUGARES

A **U. E. P.** facilita a electrificação de Fábricas e oferece as maiores vantagens nas suas tarifas

Consultar a **U. E. P.** e consumir a sua energia é **proveitoso negócio**

CIMENTO TEJO

FÁBRICA EM ALHANDRA

A instalação mais moderna do País. Dois fornos rotativos em laboração. — O "CIMENTO TEJO" marca pelas suas altas resistências e regularidade, garantidas pela fiscalização contínua de todas as fases do fabrico, exercida por técnicos portugueses especializados.

Pedidos à Companhia "CIMENTO TEJO"

SEDE EM LISBOA
RUA DA VITÓRIA, 88, 2.º

FILIAL NO NORTE
AV. DOS ALIADOS, 20, 3.º
PORTO

NÚMERO
195
Outubro — 1949

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA
DOS
ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Redacção e Administração: AV. ROVISCO PAIS, IST / LISBOA-N. / TEL. 70144 (linha 50)

DIRECTOR
JOSÉ MARIA AVILLEZ

ADMINISTRADOR
LUÍZ DA CUNHA FERRAZ

BIBLIOTECÁRIA
MARIA HELENA PORTUGAL DA SILVEIRA

NÚMERO AVULSO 9$00

ASSINATURAS:

	3 N.os	6 N.os	12 N.os
Continente e Ilhas	25$00	45$00	85$00
Colónias Portuguesas e Estrangeiro	—	50$00	90$00

EDITOR E PROPRIETARIO
ASS. DOS ESTUD. DO I. S. T

COMPOSTO E IMPRESSO
NA
Tip. JORGE FERNANDES, L.da
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

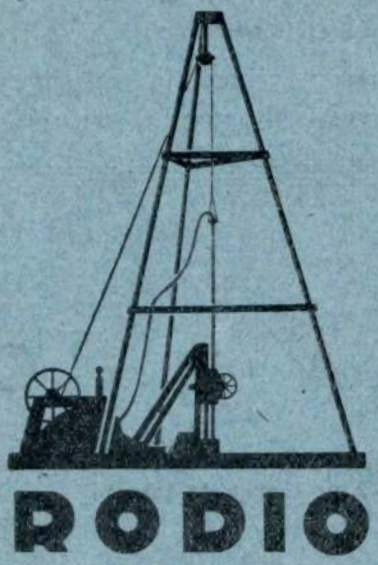
SUMÁRIO

CAPA — Interior da Central de Ponte de Jugais — 3.º escalão do aproveitamento do Alva (Serra da Estrela)

		Págs.
L'evolution des chemins de fer français	Eng.º Mr. Maurice Lemaire	599
A Mecânica do Solo e as suas aplicações	Eng.º Manuel Pimentel Pereira dos Santos	619
Solução do problema da distribuição da pressão de espigas cilíndricas de apoio radial	Eng.º A. Oberholzer	639
Cristalização	Eng.º Luís A. de Almeida Alves	645
Do Engenheiro e sua definição	Arquitecto Keil Amaral	652
Biblioteca		655

OS ARTIGOS PUBLICADOS NESTA REVISTA SÃO DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDADE DOS AUTORES

SONDAGENS RODIO, Limitada



Sondagens geológicas, estudo da resistência e permeabilidade de terrenos; laboratório geotécnico

Pesquisas de água.

Consolidação e impermeabilização de terrenos e de obras por meio de injecções de cimento, produtos químicos, argila activada, emulsão betuminosa Shellperm, etc.

Estacas de betão armado, sistema **Ródio** moldadas no solo sem trepidações.

Rebocos comprimidos por «**cement gun**»

Fundações em terrenos difíceis quer por congelação artificial, quer por abaixamento do lençol de água.

As melhores referências no país e no estrangeiro

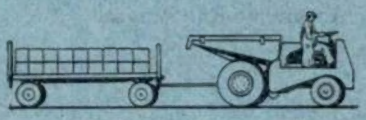
Sócio gerente residente em Portugal:
Walter Weyermann, Eng. civil

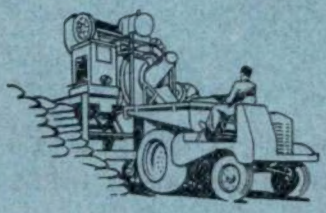
R. S. Mamede ao Caldas, 22, 3.º — LISBOA

Tel. 2 8685

MUIR-HILL DUMPER

TRANSPORTADORES BASCULANTES COM COMANDO ROTATIVO





O método mais económico de transportar materiais a granel, como podem comprovar as unidades já ao serviço em Portugal

///

OS REPRESENTANTES EXCLUSIVOS

HENRY M. F. HATHERLY, L.DA

RUA DO COMÉRCIO, 8

Telefones 2 2001 e 2 6633 — LISBOA

vos fornecerão todos os detalhes e as suas propostas para entregas rápidas

TÉCNICA

JOSÉ MARIA AVILLEZ
DIRECTOR

ANO XXVI - N.º 195 OUTUBRO 1949

L'EVOLUTION DES CHEMINS DE FER FRANÇAIS

POR MR. MAURICE LEMAIRE

Director Geral da Sociedade Nacional dos Caminhos de Ferro Franceses

C. D. 625.1 (44)

Conferência realizada no Instituto Superior Técnico em 6 de Abril de 1949

Messieurs, c'est de l'EVOLUTION DES CHEMINS DE FER FRANÇAIS que vous parleroi ce soir.

Le sujet est vaste, et je dois me limiter: je resterai sur un plan technique, en m'efforçant de souligner les caractères qui ont guidé la reconstruction du réseau français après les destructions dues à la guerre.

Cette reconstruction, nous avons voulu la conduire dans le cadre d'une réorganisation générale, et dans la recherche de l'amélioration de la qualité du service et de l'augmentation du rendement. C'est sous cet angle que je vous exposerai nos conceptions essentielles et nos principales préoccupations, du point de vue de l'exploitation, de la traction et des installations.

Permettez-moi d'abord de situer par quelques chiffres la place que tient le chemin de fer dans *l'économie française*.

Par ses agents en activité, au nombre de 475.000, par ses retraités et par le personnel des Entreprises travaillant pour lui, il représente une masse de 900.000 personnes. Avec leurs familles, on peut dire qu'il fait vivre plus de 2.100.000 Français sur 40 millions, plus d'un Français sur 20.

Bien entendu, notre réseau national est un gros consommateur de toutes matières. Dans le seul domaine de l'énergie, par exemple, il a utilisé en 1948:

8.300.000 tonnes de charbon
765.000 m³ de fuel-oil
60.000 m³ d'essence et de gas-oil près d'un milliard de kwh.

Le budget d'exploitation de la S. N. C. F., c'est-à-dire en somme son chiffe d'affaires, est considérable: le chiffre des recettes et dépenses prévues pour 1949 est de l'ordre de 320 milliards de francs, soit, pour vous donner un point de comparaison, près du quart du budget général de l'Etat.

Pour 1948, nous avons transporté 660 millions de voyageurs, représentant 31 milliards de voyageurs-kilomètres, et 154 millions de tonnes de marchandises donnant 41 milliards de tonnes-kilomètres. Ce dernier chiffre est à porter à 46 milliards de

tonnes-kilomètres en comprenant la trafic de service.

Nous avons ainsi battu notre premier record, atteint en 1930 avec 29,2 milliards

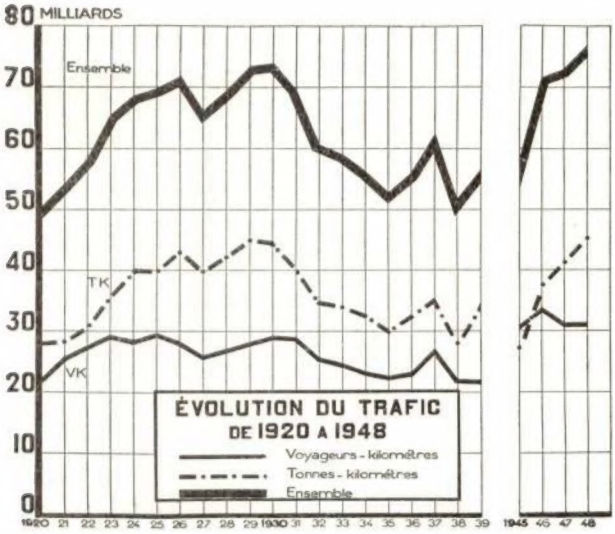


Fig. 1

Graphique de l'évolution du trafic de 1920 à 1948

de voyageurs-kilomètres et 44,8 milliards de tonnes-kilomètres.

Le trafic de 1948, au total 77 milliards d'unités-kilométres, représente plus de 4 fois et demie le trafic de 1880, 55 % de plus qu'en 1920 et 4 % de plus qu'en 1930.

I — Principes adoptes en matière d'exploitation

Ce trafic accru, nous avons cherché à l'assurer le plus économiquement possible.

Aussi, dans les Services de l'Exploitation, visons-nous d'une façon générale à utiliser pour un même service moins de moyens qu'avant la guerre.

Notre action s'est portée à la fois sur une amélioration du rendement du personnel, une augmentation du rendement des machines et des wagons, et enfin un accroissemment du rendement de nos meilleures lignes, celles où le profil et l'équipement permettent le service le moins onéreux.

Serviçe voyageurs

J'examinerai de plus près quelles sont les conceptions de la S. N. C. F. en matière de transport voyageurs.

Notre souci primordial a été de *réagir contre la politique trop prodigue d'avant-guerre*. Pour lutter contre l'évasion du trafic due à la concurrence automobile, les anciens Réseaux avaient cherché à offrir un service de haute qualité, en multipliant les circulations de trains et en créant de nombreux mouvements très rapides qui ne pouvaient présenter qu'une faible capacité de transport. De 1926 à 1936, les parcours jornaliers des trains voyageurs avaient ainsi augmenté de 626.000 km à 765.000 km.

Or les résultats de cet effort étaient très décevants puisque, de le même temps, le

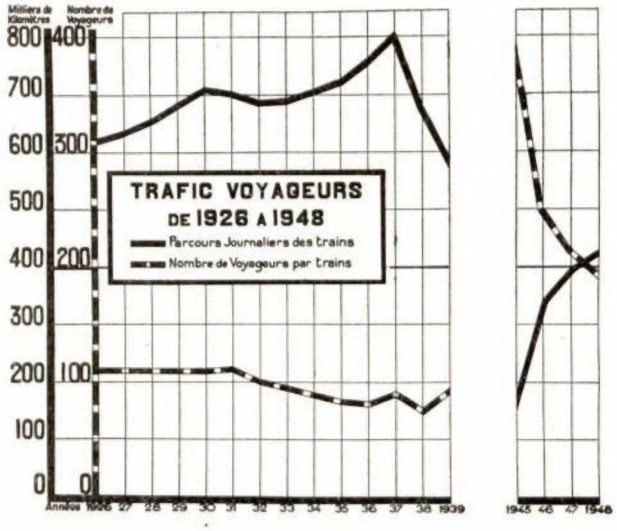


Fig. 2

Graphique de l'évolution des parcours voyageurs et de l'occupation moyenne des trains

nombre annuel de voyageurs-kilomètres était passé de 28 milliards à 23 milliards. Le nombre moyen de voyageurs par train était tombé de 121 à 83, et descendait même à 77 en 1938.

L'experience ainsi tentée par les anciens Réseaux nous a amenés à conclure que la conquête du trafic voyageurs par l'augmentation du nombre de circulations était un

leurre, et un leurre coûteux. Aussi avons-nous décidé de fixer une politique très ferme et de résister à toute demande de création nouvelle qui ne comporterait pas de recettes certaines en contre-partie.

Les parcours que nous considérons comme nécessaires sont ainsi de moins de 50 % du service d'avant-guerre, soit 360.000 kilomètres de trains de voyageurs par jour. Nous espérons à ce niveau pouvoir maintenir la fréquentation moyenne des trains à 200 voyageurs, chiffre considéré comme nécessaire à la rentabilité du service.

Je signalerai d'ailleurs que nous n'avons pas encore réussi, à l'heure actuelle, à remonter à ce niveau de parcours: la limitation des attributions de combustibles et les partes subies par le parc de voitures ne permettent pas de dépasser 335.000 kilomètres en dehors des périodes de pointe.

Ces *périodes de pointe* constituent, d'ailleurs, une des principales difficultés restant à régler: faute d'un nombre de voitures suffisant, nous ne pouvons plus, comme autrefois, assurer aux jours de fête «l'obligation de transporter», qui nous conduisait à tripler, quadrupler et même parfois quintupler certains trains, suivant l'affluence des voyageurs.

Aussi, pour étaler le trafic des périodes correspondantes, devons-nous mettre en oeuvre simultanémant des mesures d'ordre tarifaire et des mesures d'ordre technique.

Réduction des parcours, restrictions au moment des grandes fêtes, ce sont là choses peu agréables pour le voyageur. Nous avons dû pourtant y recourir par raison d'économie et de rendement.

Parmi les *améliorations* que nous avons entrepis de réaliser, j'en choisirai deux, auxquelles le publique attache un prix particulier: la généralisation des couchetes de 2ème classe, l'accroissement des vitesses.

Les express de nuit constituent en FRANCE une importante partie du service voyageurs, et ils desservent des relations très fréquentées, telles que PARIS-NICE, BORDEAUX — LION, STRASBOURG — MARSEILLE ... Aussi nous a-t-il paru intéressant d'offrir plus de confort à nos clients en accroissant le nombre des *places couchées* dans les trains. Pour maintenir en même temps la rentabilité du transport, nous avons essayé de réduire le moins possible la capacité des voitures: après plusieurs essais, nous avons réussi à faire construire des voitures à 3 étages de couchettes, donc à 6 places par compartiment, qui peuvent être affectées aux voyageurs de 2ème classe moyennant un supplément modique.

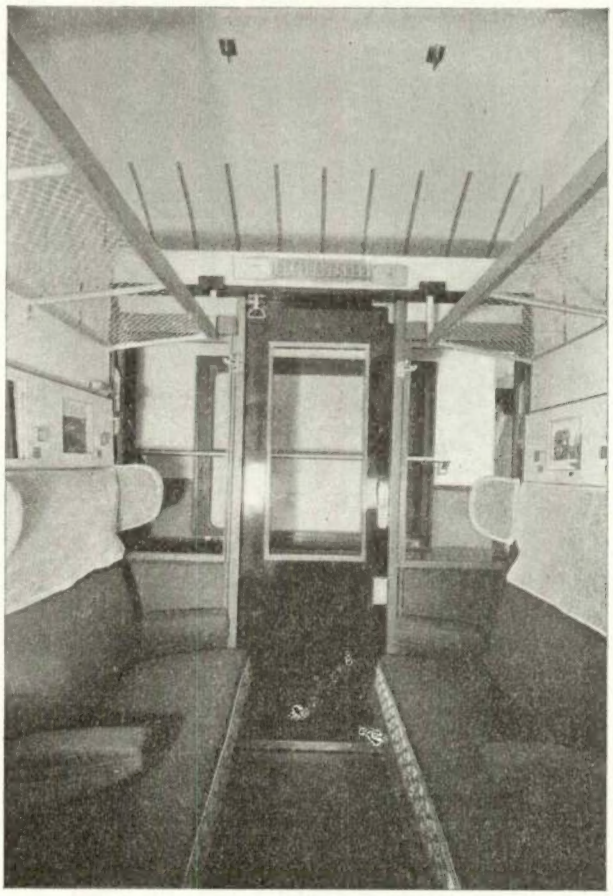


Fig. 3
Compartiment-couchettes de 2ème classe: position de jour

Vous voyez sur ce premier cliché comment se présente le compartiment pendant le jour: il est du type habituel sur les grandes lignes françaises.

Voici maintenant le même compartiment

en position de nuit, avec 3 couchettes superposées de chaque côté.

70 voitures ont déjà été aménagées et mises en service sur une vingtaine de relations. Nous espérons recevoir rapidement 120 voitures-couchettes supplémentaires,

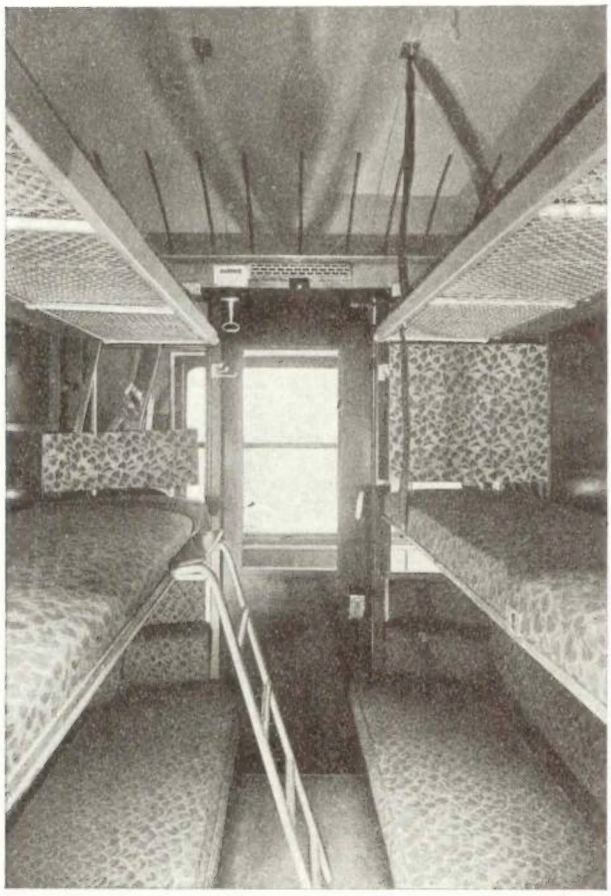


Fig. 4
Compartiment-couchettes de 2ème classe : position de nuit

qui nous permettront de développer un service très apprécié de notre clientèle.

Un autre point sur lequel porte notre effort est *l'accroissement des vitesses.*

A l'heure actuelle, nos meilleurs trains ont dans l'ensemble reconquis et parfois dépassé les vitesses de 1939. C'est ainsi que nous parcourons :

— Paris-le Havre en autorail em 2 h. 13 à 103 km/h de moyenne.
— Paris-Lyon en train automoteur en 5 h. 07 à 100 km/h.
— Paris-Bordeaux en traction électrique en 6 h. à 97 km/h.
— Paris-Lille en train automoteur en 2 h. 38 à 95 km/h.
— Paris-Calais-maritime en traction vapeur en 3 h. 10 à 94 km/h avec la «Flèche d'Or».

et, à partir du mois de mai :

— Paris-Strasbourg en traction vapeur en 5 h. 15 à 96 km/h, avec notre nouvelle rame sur pneumatiques.

Sur certaines artères, nous envisageons, pour un avenir assez proche, de relever la limite générale de vitesse de 120 à 140 km/h, taux déjà utilisé avant-guerre. C'est en particulier le cas de Paris-Lyon, où les travaux d'électrification actuellement en cours tiennent compte du plafond de 140 km/h.

Enfin, nous étudions, à plus longue échéance, la mise en marche de quelques matériels spéciaux pour lesquels une vitesse maximum plus élevée, de l'ordre de 160 km/h, serait fixée. Mais il s'agirait de relations en nombre très limité.

Dans l'ensemble, il nous paraît préferable d'améliorer la vitesse commerciale des relations des villes de province entre elles.

Ce dernier problème me conduit à vous dire un mot de notre *politique d'utilisation des autorails.* Ce sont eux, en effet, qui assurent la plupart de ces intéressantes liaisons directes entre villes de province.

Comparés aux trains à vapeur, les autorails ne présentent guère qu'un seul inconvénient sérieux, leur inaptitude à absorber les pointes un peu fortes de trafic.

En revanche, ils offrent plusieurs avantages décisifs, qu'ils circulent isolés, ou, en cas de besoin, avec un ou deux remorques :

— pour les nombreuses relations que ne fréquentent généralement pas plus de 200 voyageurs, ils sont plus économiques que des trains à vapeur ;

— d'autre part, leur vitesse commerciale est plus élevée ;

— enfin, l'autorail connaît une très nette faveur de la part du public.

Aussi, et sous réserve de quelques précautions pour les jours de pointe, avons-nous développé nos parcours d'autorails autant que le permettait la reconstitution du parc: malgré la fatigue du matériel, nous effectuons près de 100.000 km. par jour. Ce chiffre sera porté à 130.000 km. quand la livraison des commandes en cours le permettra.

Notre parc comportera alors trois types principaux, autorails de 150 CV, 300 CV et 600 CV: nous les répartirons suivant la difficulté des lignes et du service. Avec le secours de remorques, en particulier aux moments les plus chargés, nous disposerons ainsi de toute une gamme de possibilités, comme vous l'indique le tableau.

Voici, à titre d'exemple, un autorail RENAULT de 300 CV à moteur DIESEL, qui est un des modèles les plus fréquemment utilisés sur nos lignes.

Service Marchandises

Venons-en au service des marchandises.

L'orientation nouvelle que nous lui imprimons se traduit d'abord dans le *domaine commercial.* Nous avons ici mis sur pied une très vaste réforme tarifaire, je ne peux m'y appesantir et je ne mentionnerai que les résultats:

— d'une part, accroissement de plus de 25 % de la charge moyenne du vagon: 11,7 tonnes contre 9 tonnes avant-guerre;

— d'autre part, accélération sensible de l'ensemble des transports: plus du tiers des wagons chargés le sont actuellement dans notre nouveau «régime accéléré», alors qu'avant guerre 12 % seulement circulaient en «grande vitesse».

Ces résultats sont très intéressants, car ils nous dispensent de reconstituer une portion de notre parc de wagons, durement touché par la guerre.

- AUTORAILS types SNCF -
- Caractéristiques et performances -

- COMPOSITION -	Poids à vide	Poids en charge	Nombre de places offertes (assises + debout)	Puissance en ch par tonne à vide	Puissance en ch par tonne en charge	Vitesse maximum
Autorail 150 ch	13,8	21,3	80	10,86	7,04	80..103
Autorail 150 ch + Remorque	19,3	32,95	142	7,77	4,55	80
Autorail 300 ch	26,8	37,3	100	11,19	8,04	110..126
Autorail 300 ch + Autorail 300 ch	53,6	74,6	200	11,19	8,04	110..126
Autorail 300 ch + Remorque + Autorail 300 ch	68,6	100,35	310	8,74	5,97	110..126
Autorail 600 ch	40,7	51,925	123	14,74	11,55	108..124
Autorail 600 ch + Remorque	55,7	77,675	233	10,77	7,72	108..124
Autorail 600 ch + Remorque + Remorque	70,7	103,425	343	8,48	5,80	108..124

Fig. 5

Caractéristiques des autorails type S. N. C. F. compositions possibles

Mais l'extension prise par les transports accélérés a posé de sérieux problèmes à nos ingénieurs du mouvement.

L'ancien système de la grande vitesse, peu développé, avait souvent recours à l'acheminement par trains de voyageurs.

Le régime accéléré, lui, ne peut utiliser que des trains spécialisés. En outre, il doit disposer de triages ou de voies qui lui soient affectés en propre.

Dans ces conditions, un objectif essentiel de notre reconstruction a été la modification de nos gares pour permettre, sans frais supplémentaires, la disjonction des 2 trafics marchandises: accéléré et ordinaire.

Pour l'un et l'autre trafics, nous avons eu

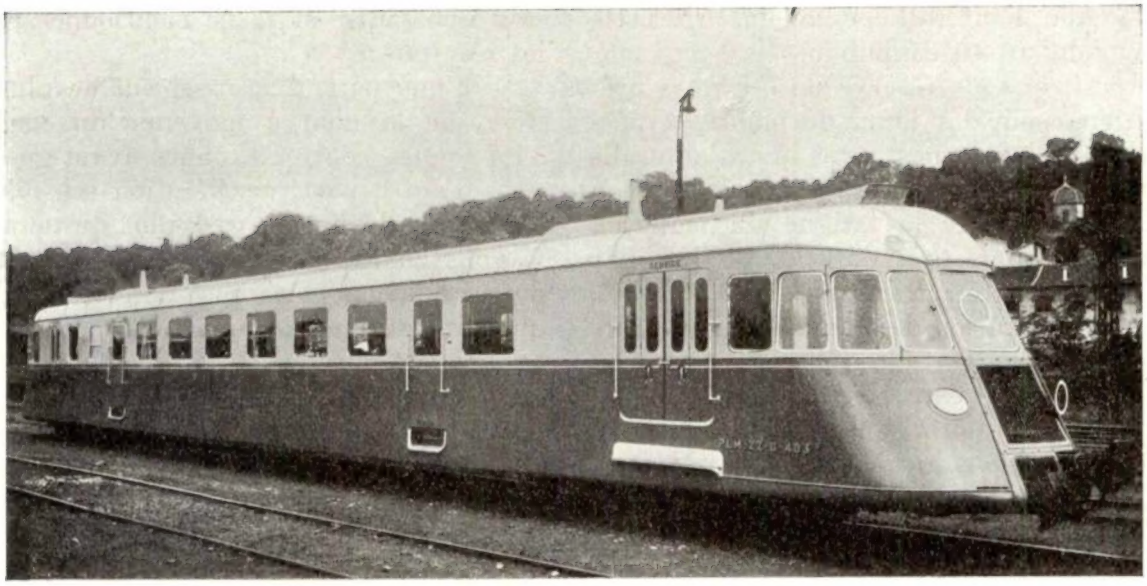


Fig. 6

Vue extérieure d'un autorail «Renault» de 300 CV

comme objectif, en même temps, de réduire les escales de wagons ou les transbordements de colis, car ils entraînent à la fois des dépenses, des risques d'avaries, enfin une augmentation sensible des délais d'acheminement.

Pour atteindre ce but, il nous faut rassembler le trafic sur des triages importants, qui disposent d'un fort volume à traiter et qui ont ainsi la possibilité de former des trains directs à grande distance.

Pour le *trafic ordinaire,* ce sont les triages primaires.

Voici la carte des triages primaires. Leur nombre a été réduit au strict mininum : une quarantaine.

Le reforcement des triages primaires s'est déjà traduit par de nets progrès: le nombre des trains directs entre grandes Régions de la S. N. C. F. a largement dépassé le niveau d'avant-guerre, et il atteint le chiffre journalier de 200 contre 70 en 1938.

Certains d'entre eux couvrent des parcours de plusieurs centaines de kilomètres comparables à ceux des express voyageurs.

Notons enfin, toujours dans le sens du rendement, que le tonnage moyen des trains du trafic ordinaire dépasse maintenant le niveau de 760 tonnes, qui n,avait jamais été franchi avant-guerre.

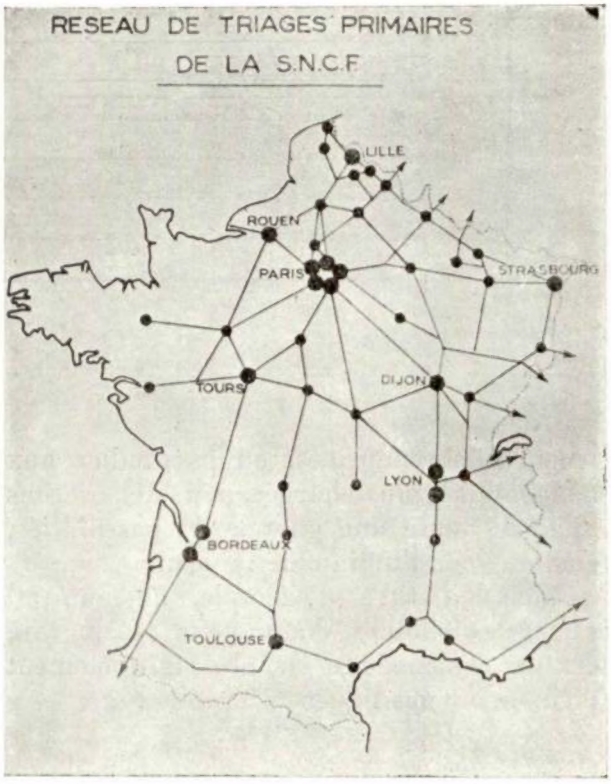


Fig. 7

Carte des triages primaires de R. O.

Fig. 8

Carte des gares-centres de R. A.

En ce qui concerne les trains du *régime accéléré,* une organisation similaire a été réalisée.

La S. N. C. F. se trouve divisée en zones, dont chacune est desservie par la gare d'une ville importante dite «gare-centre». Celle-ci possède un chantier de réception et de formations des trains de messageries.

La carte montre la distribution des centres de régime accéléré — une centaine au total — qui ne coincident pas, en general, avec les triages primaires. Les gares-centres de régime accéléré sont d'importances très diverses suivant leurs emplacement géographique. Les plus intéressantes sont celles qui sont placées aux noeuds de circulation : les 3 centres de la Région Parisienne, LYON, TOULOUSE, TOURS, etc...

Pour *l'acheminement des colis,* la concentration de leur transport sur les seuls trains du régime accéléré et la création des zones et des gares-centres nous ont permis d'appliquer les mêmes principes que dans l'organisation des trains.

Fig. 9

Déchargement des colis dans une halle mécanisée

Aux noeuds vitaux de notre réseau, en particulier, nous avons été conduits à réaliser des installations très puissantes.

Si les plus grandes halles que nous possédions avant-guerre étaient susceptibles d'assurer un trafic journalier de l'ordre de 700 tonnes, nous avons prévu des trafics de plus de 1.000 tonnes et allant jusqu'à 2.500 tonnes pour les halles de PARIS-AUSTERLITZ, de PARIS-NOISY, de LION et de TOULOUSE.

Les engins de manutention les plus modernes seront mis en oeuvre. La halle de NOISY, par exemple, est pourvue de 3 tapis roulants à grand débit comme celui-ci ; les colis déchargés sur ces tapis sont distribués à la sortie sur des chariots de grande capacité (1 tonne en moyenne), qui les répartissent directement dans les wagons au départ s'il s'agit de colis en transbordement, ou dans les camions de factage s'il s'agit de colis pour Paris ou pour la Banlieue.

Lorsque notre Réseau sera complètement doté de l'équipement prévu, le nombre moyen de transbordements par colis sera ramené de 1,9 avant-guerre à 1 : autrement dit, les dépenses afférentes aux transbordements seront réduites de moitié.

J'ai dû esquisser à grands traits les tendances de notre politique marchandises. J'y ajouterai encore un mot: nous sommes préoccupés du problèmer du «*porte à porte*», réalisé au moyen de cadres ou de remorques rail-route.

Une autre catégorie de véhicules rail-route est constituée par les «remorques porte wagons». Ce sont des véhicules spécialement agencés pour transporter sur route un wagon de chemin de fer, chargé ou vide. L'idée initiale en revient à un inventeur français, mais elle ne fut pas suivie à l'époque, et les premières exploitations commerciales viennent seulement d'être entrepises.

II — Conceptions modernes dans la technique du matériel et des instalations

Aprés avoir passé en revue quelques tendances de notre politique d'avenir en matière d'exploitation, je voudrais vous dire maintenant où nous en sommes dans le domaine du matériel et de des installations.

L'un des principaux problèmes de l'heure présente, c'est *l'électrification*.

Fig. 10
Remorque porte-wagons

Pour la FRANCE, la traction électrique présent un intérêt particulier, car elle fait appel à des ressources énergitiques nationales et permet de réduire les recours aux combustibles étrangers: n'oublions pas que la France doit actuellement importer le quart de sa comsommation de combustibles solides et la presque totalité des combustibles liquides, alors qu'elle possède encore d'mportantes réserves hidrauliques à mettre en valeur.

D'après nos statistiques, c'est à près de 2 kg 500 de charbon en traction vapeur qu'équivaut 1 kwh consommé en traction électrique. Aussi, malgré les grosses dépenses d'installations fixes qui doivent en résulter, poussons-nous au maximum l'électrification de notre réseau, en liaison avec le plan général d'aménagement des ressources hydroélectriques.

Je rappellerai que le courant adopté pour l'électrification de nous voies est le *1.500 volts continu,* sauf pour la banlieue de PARIS-SAINT-LAZARE équipée en 750 volts continu. La carte montre les lignes en service et indique également les réalisations prochaines:

Fig. 11

Carte de l'électrification des lignes de la S. N. C. F.

— PARIS — LYON, dont les travaux sont en cours: la mise en service entre PARIS et DIJON est prévue à la fin de 1950

— LYON — GENEVE et le raccord de MACON — AMBERIEU

— LYON — MARSEILLE

— et Bordeaux — Montaubau, qui complètera la transversale Bordeux — Marseille

Dans la Région Parisienne, le programme comporte en première étape l'électrification de presque toutes les lignes de la banlieue Nord et de quelques compléments sur l'Ouest. La banlieue Est restera la dernière exploitée en traction vapeur.

L'exécution de l'ensemble de ce programe portera la longueur des lignes éléctrifiées de 3.600 km actuellement, à 5.600 km.

Fig. 12
Locomotive électrique BB de 2.400 CV

La S. N. C. F. acheminera alors en traction électrique 40 °/₀ de son trafic, réalisant ainsi une économie annuelle de 4 M. de tonnes de charbon.

Quelles *locomotives* allons-nous utiliser sur ces lignes?

D'une façon générale, nous comptons nous en tenir au deux types dont nous nous servons depuis longtemps:

— la BB à 2 bogies de 2 essieux moteurs
— la 2D2 à 4 essieux moteurs, encadrés de 2 bogies porteurs.

La BB, à adhérence totale, est utilisée, pour les trains de marchandises ou pour les trains de voyageurs à vitesse moyenne. Les 2D2, avec leurs bogies directeurs, assurent la traction des trains de grande vitesse.

Ces types ne sont pas nouveaux: c'est vrai, mais ils ont été l'object de nombreux perfectionnements apportés aux séries construites successivement. Les dernières commandes prévoient, pour les essieux moteurs, la charge unitaire de 23 tonnes. Ainsi, la BB construite en 1947 a un poids total et adhérent de 92 tonnes. Sa puissance continue est de 2.400 CV, est elle peut remorquer un train de 800 tonnes en développant, à la vitesse de 105 km/h, un effort de traction de 15.300 kg, soi 1/6 du poids adhérent: on est arrivé à la limite dos efforts transmissibles dans ce type de locomotive.

Je soulignerai que de grands progrès ont été réalisés dans la coustruction des organes électriques. Ils ont en particulier permis d'atténuer très snsiblement laisse la baisse de puissance continue qui se produsait en cas d'augmentation de la vitesse. On peut caractériser cette amélioration par les chifres suivants: les premières BB développaient

moins de 1.000 CV de puissance continue dans une gamme de vitesses allant de 1 à 1,3, les plus récentes réalisent 2.400 CV dans une gamme de vitesses s'étendant de 1 à plus de 2.

De son côté, la 2D2 est passée de 3.200 à 4.000 CV de puissance continue et de 121 à 150 T. de poids total. Elle est susceptible de remorquer en palier un train de voyageurs de 850 T. à 130 km/h.

Si BB et 2D2 forment la base de notre parc, nous n'en restons pas toutefois sur ces seuls modèles.

puissance continue de 4.000 CV.: elle sera donc apte à remorquer aussi bien les trains les plus lourds que les trains les plus rapides. J'ouvrirai ici une courte parenthèse pour signaler l'intérêt que présente, pour la réalisation des grandes vitesses, une étude approfondie de la tenue des véhicules sur rails: grâce aux travaux de l'un de nos Ingénieurs, nous utilisons dans ce but les propriétés du quartz piézo-éléctrique pour la mesure et l'enregistrement des efforts verticaux et latéraux au contact des roues et des rails. On a pu ainsi améliorer systématiquement les dispositifs de suspension et de guidage des véhicules.

Fig. 13
Locomotive électrique 2D2 de 4.000 CV

Pour l'exploitation des lignes à profil difficile, nous nous sommes orientés vers la locomotive CC (2 bogies de 3 essieux moteurs), qui peut rouler à 105 km/h et qui a une puissance continue voisine de 3.300 CV.

Nous avons un autre prototype destiné au même service, mais établi sur le type BBB (3 bogies de 2 essieux moteurs).

De plus, nous faisons construire à l'heure actuelle un prototype à grande vitesse, qui devra pouvoir remorquer sur PARIS-LYON un traiu de 330 T. à 160 km/h. Cette machine sera du type CC et offriera une

En matière d'électrification, je dois dire enfin que, pour diminuer les dépenses d'installations fixes et abaisser ainsi le seuil de rentabilité de l'équipement, nous envisageons d'électrifier en *courant monophasé* à 15.000 ou 20.000 volts, au lieu de continu à 1.500 volts.

La S. N. C. F. s'est résolûment attaquée, avec le concours des constructeurs, au problème du fonctionnement des locomotives à moteurs monophasés à 50 périodes, avec la

condition supplémentaire de pouvoir aussi circuler, au besoin à vitesse réduite, dans les gares équipées en continu 1.500 volts, où les lignes électrifiées en monophasé viendraient se souder aux grandes artères déjà electrifiées en continu.

Nous avons commandé 3 prototypes:

—sur 2 de ces machines, du type CC, les moteurs de traction à collecteur seront alimentées directement en courant alternatif à 50 périodes, et c'est na petit grouupe convertisseur qui permetra la marche à puissance réduite sur les sections de lignes alimentées en continu 1.500 volts;

—sur la 3ème locomotive, du type BBB, les moteurs de traction seront à courant continu, et ils seront alimentés, soit directement par la caténaire continu 1.500 volts, soit sous la caténaire monophasé par des groupes convertisseurs, comprenant un moteur asynchrone monophasé, accouplé à une génératrice à courant continu.

La traction en monophasé soulève d'autres questions: déséquilibre causé dans le réseau général triphasé par le prélèvement de puissance monophasée, troubles apportés dans le fonctionnement des installations voisines, en particulier des lignes aériennes des P. T. T. On y a trouvé des parades acceptables.

Le nouveau système pourrait entrer dans le domaine de la pratique d'ici 2 ans sur une de nos lignes de Savoie choisie pour l'essai.

Bien que nous tournions nos espoirs vers l'électrification, nous n'avons pas, pour autant, détourné nos regards des perfectionnements à apporter à la traction vapeur. C'est encore, en effet, la classique *locomotive à vapeur* qui assure 70 à 75 % de nos parcours totaux de machines.

Sans m'étendre sur un mode de traction qui est bien connu, je voudrais néanmoins vous signaler les caractéristiques de son évolution récente.

D'abord, et comme en traction électrique, *augmentation de la puissance.* De 2.200 CV, en 1910, la puissance aux cylindres était passée en 1930 à 3.200 CV sur les «Pacific» améliorées: elle atteignait 4.000 CV en 1943, et elle s'élève maintenant à 5.000 CV sur la locomotive 242 A, dont voici la photographie: c'est la locomotive la plus puissante d'Europe. C'est une machine à 3 cylindres compound — 1 H. P. axial et 2 B. P. latéraux — qui remorque, avec ses roues de 2 m. de diamètre, un train de 800 T. à 120 km/h. Elle est comparable en capacité à la machine électrique 2D2.

Fig. 14
Locomotive à vapeur 242-A

Deuxième tendance: *diminution des dépenses d'entretien.* Je ne peux citer tous les

perfectionnements apportés dans cet ordre d'idées au cours des dernières années, mais je veux signaler les économies massives qu'a entraînées l'adoption généralisée du traitement intégral des eaux d'alimentation : l'addition dans le tender d'un complexe chimique approprié nous permet de réaliser désormais la suppression totale de l'entartrement, ce qui nous procure plus d'un milliard d'économies par an.

Enfin, la réduction des frais d'entretien commandait une évolution générale vers la *simplicité* et la *robustesse,* qui nous a permis d'accomplir une petite révolution dans l'exploitation des locomotives à vapeur.

Jusqu'à ces dernières anées, le régime de la titularisation, dans lequel une machine n'est confiée qu'à une seule équipe, était de pratique courante chez nous. Après la Libération, nous avons reçu des ETATS-UNIS et du CANADA 1.300 locomotives «141 R», dont la simplicité de conception nous a parmis d'opérer, sur une large échelle, une «banalisation» systématique. On n'a plus hésité à faire monter successivement deux ou trois équipes sur la même machine, voire même à faire conduire cette machine par n'importe quelle équipe de n'importe quel dépôt.

Je dois dire que le personnel de route, mécaniciens et chauffeurs, s'est prêté avec beaucoup de compréhension à ce bouleversement d'habitndes vieilles de près d'un siècle. Aussi avons-nous pu augmenter très sensiblement le parcours moyen journalier des machines, qui était autrefois étroitement commandé par la durée de service de l'équipe titulaire : le parcours moyen par locomotive 141-R en service atteint plus du double de celui enregistré pour l'ensemble du parc.

Ces résultats nous permettront de diminuer dans une proportion importante le capital investi dans le parc de locomotives à vapeur et de liquider, en particulier, de vieilles séries, devenues trop coûteuses. Nous cherchons, d'ailleurs, à appliquer — avec prudence — un régime de banalisation partielle à des machines de conception un peu plus compliquée, notamment les 141 P de construction française, dont nous sortons une dernière série actuellement.

Fig. 15

Locomotive à vapeur 141-P

Nombre de sujets restenient encore à traiter dans le domaine de la traction. Je me contenterai de citer comme autre tendance caractéristique l'extension de la *traction DIESEL* pour le service des manœuvres : voici l'une des 100 machines DIESEL que nous utilisons actuellement dans nos triages.

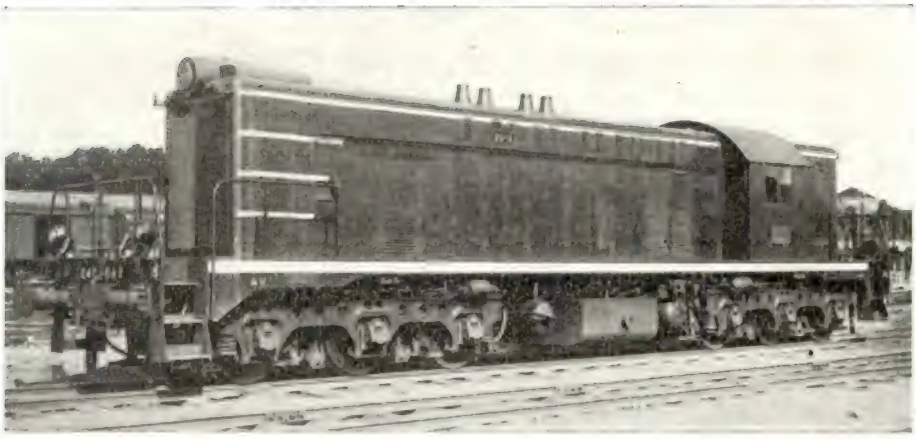


Fig. 16
Locomotive Diesel électrique de manoeuvres

Et j'en viens maintenant à l'évolution du *matériel remorqué.*

Dans quel sens cherchons-nous à perfectionner notre *parc de voitures?*

Tout d'abord, nous ne construisons plus que des voitures métaliques, avec emploi généralisé de la soudure autogène. Sans rien sacrifier de la sécurité, nous nous attachons à poursuivre la réduction de leur tare, par l'usage de la construction tubulaire, avec recours de plus en plus grand à la tôle pliée et aux emboutis.

Voici l'aspect extérieur de la voiture, qui reste classique, mais les 2 photos suivantes, qui montrent l'ossature du bout de caisse et celle de l'extrémité du plancher, sont caractéristiques.

Les bogies ont en même temps été allégés de 6.400 à 4.900 kg avec boîtes de graissage de dimensions réduites, et tous les accessoires ont évolué dans le même sens: on utilise pou les intérieurs des aménagements en alliages légers, les portes des compartiments sont en aluminium, le bloc frein est en tôle emboutie et soudée, la poulie d'essieu de dynams est en alliage de magnésium...

Fig. 17
Extérieur d'une voiture de grande ligne

Une voiture d'express de 3 ème classe, à 10 compartiments de 8 places, pesait

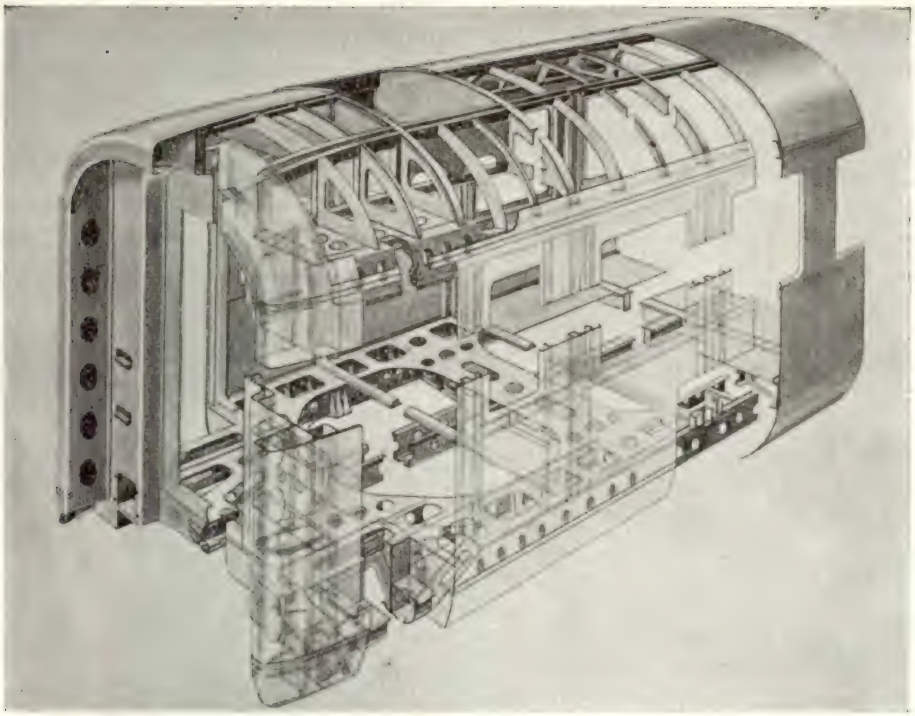


Fig. 18
Ossature du bout de caisse

50 tonnes vers 1930. On l'avait ramanée à 37 tonnes dans le type 1938. On est maintenant arrivé à 33 tonnes, poids inférieur à celui des voitures en bois ; le poids mort par voyageur n'est plus que de 410 kg.

Dans ces voitures en construction, le chauffage et l'éclairage ont été et vont être encore l'object de progrès notables. Le chauffage est assuré par air pulsé, avec régulation automatique de la température des compartiments. L'éclairage sera réalisé par tubes fluorescentes, ce qui a donné lieu à des mises au point particulièrement délicates.

Enfin, on a recherché l'isolement thermique et la protection contre le bruit, en revêtant de fibres collées par «flockage» le côté intérieur des tôles et en interposant des matériaux tels que le feutre asphalté.

L'insonorité maximum est obtenue dans les *voitures sur pneumatiques,* dont l'apparition est toute récente

Les autorails du type «Micheline» avaient déjà prouvé qu'il était possible de faire rouler un pneumatique sur un rail. Les progrès réalisés dans la fabrication ont

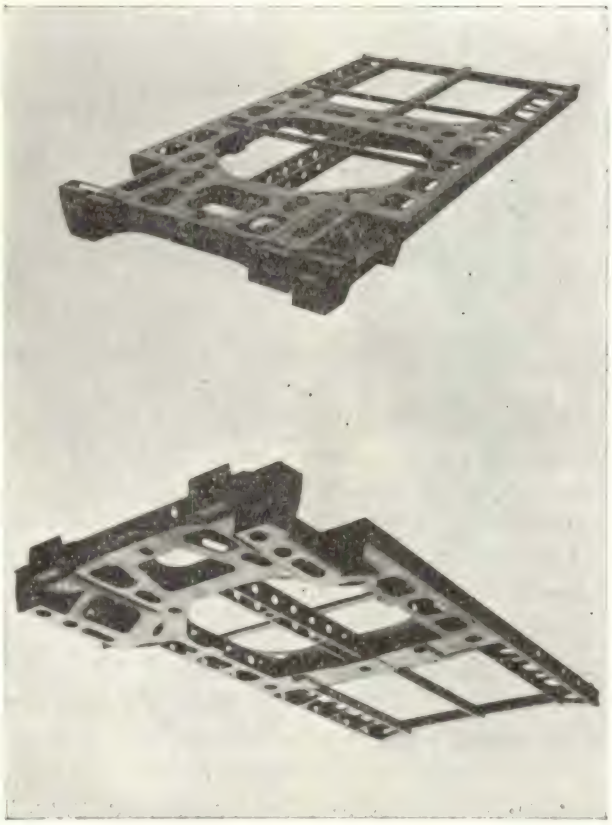


Fig. 19
Ossature de l'extémité du plancher

permis de penser à faire rouler, sur pneus, des voitures présentant les caractéristiques générales des véhicules les plus confortables:

—à l'origine, le pneu avait une carcasse en cotton: elle est maintenant en câble metalique;

—la pression de gonflage est passée de 6 à 9 kg/cm^2;

—la charge admissible s'est elevée, de 600 kg à une vitesse moyenne de 80 km/h, à 1.200 kg. à 140 km/h.

Bien entendu, et malgré l'emploi de bogies à cinq essieux — soit 20 pneus par voiture —, le matériel doit être allégé: la tare des voitures est comprise entre 14 et 17 tones. Cet allègement a été obtenu par des procédés différents dans chacune des trois rames commandées:

—dans l'une, acier inoxydable à 18 % de chrome et 8 % de nickel, sondé suivant le procédé américain BUDD;

—dans la seconde, alliage d'aluminium;

—dans la troisième, acier doux à grand allongement.

Je sais d'ailleurs que vous faîtes également circuler au PORTUGAL des voitures construites en alliages légers, à base d'aluminium, et nous aurons sans doute l'occasion de mettre en commun le fruit de nos expériences à ce sujet.

Voici quelques photos de notre première rame sur pneumatiques, celle en accier inoxydable, qui circule dès maintenant en service regulier entre PARIS et STRASBOURG:

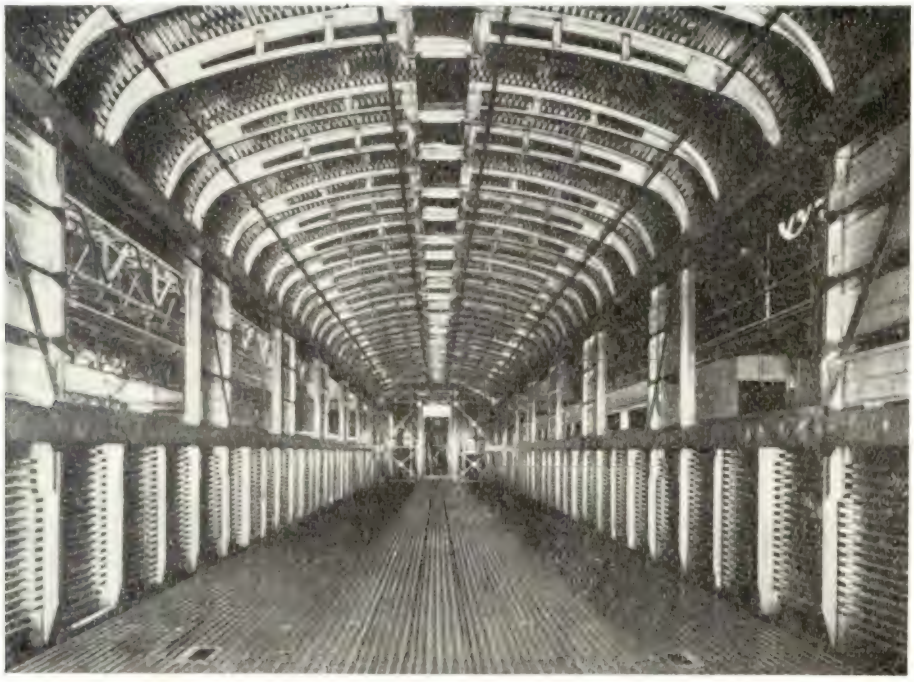


Fig. 20
Photo de la rame sur pneumatiques

Je n'ai pu vous parler de tous les sujects dans le domaine du matériel. Je vais être de même obligé de me limiter das le chapître des *installations*.

Le travail ne manque pourtant pas. Le tableau qui voici montre éloquemment à quelle tâche nous devions faire face à la fin de 1944.

Destructions subies par la S. N. C. F.

120	gares à voyageurs importantes sur..	330
25	grandes gares de triage sur	40
77	grands dépôts de locomotives sur...	144
19	grands ateliers de réparation sur....	33
3200	ouvrages d'art détruits ou endommagés dont 2600 ponts-rails représentant une longueur de brêche de près de 120 km	

La reconstruction n'est pas terminée partout, loin de là. Mais l'essentiel était de permettre à la nation de reprendre les échanges économiques normaux, et ce rôle a été rempli. Le film qui sera projeté à la suite de l'exposé, vous offrira un exemple entre autres de ces remises en état d'ouvrages d'art qui étaient primordiales pour nous.

Pour le moment, je vous montrerai seulement, par la nouvelle rotonde à machines du dépôt d'AVIGNON, l'aspect moderne que nous donnons à certaines reconstructions de nos bâtiments de service.

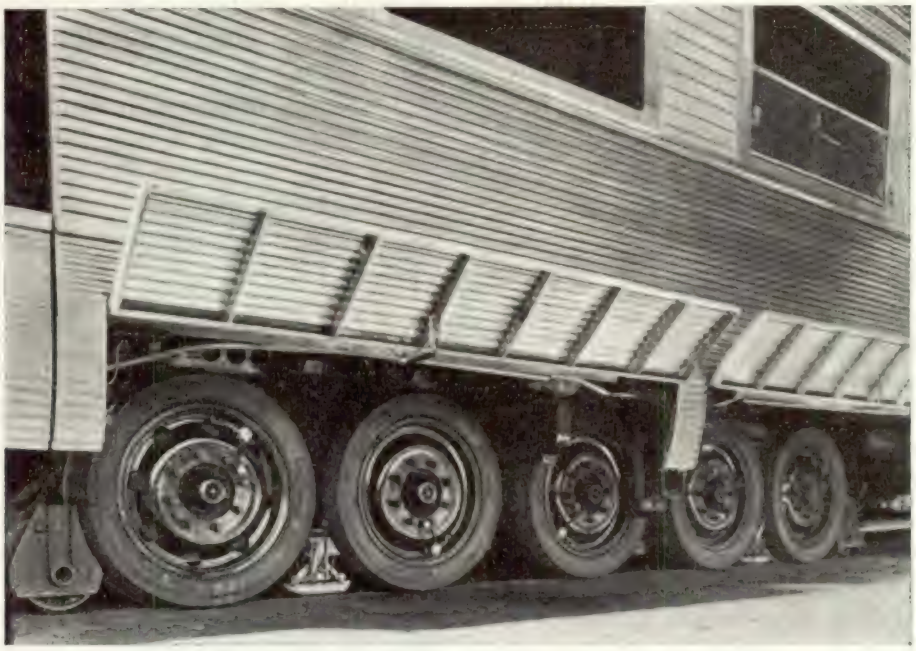


Fig. 21
Un détail des bogies

En ce qui concerne la *voie,* la recherche de l'amélioration du confort et de l'accroissement des vitesses nous a conduits à pous-

Fig. 22
Rotonde du dépôt d'AVIGNON

ser *l'entretien* d'une façon méthodique. En particulier, pour le nivellement, nous avons généralisé le système du «soufflage mesuré», dont le principe a pris naissance en ANGLETERRE et qui a été mis au point entre les deux guerres sur le réseau du Nord français. Le soufflage mesuré, qui permet d'atteindre la précision du millimètre, donne à la voie une excellente tenue. Il présente en outre un intérêt économique certain, car il est trois fois plus rapide que l'ancien «bourrage»: l'économie en résultant pour la S. N. C. F. en 1948 a été de l'ordre de 2 milliards et demi de francs.

Cette évolution dans le sens de la précision s'est accompagnée d'une nette tendance à mécaniser l'outillage de travail: l'usage des tirefonneuses et des délardeuses mécaniques est devenu courant. Je voudrais surtout signaler la mise au point des *chantiers de renouvellement à grand rendement.*

Nous utilisons, pour le dégarnissage et l'épuration du ballast, un engin qui soulève lui-même le rail, qui traite mécaniquement le ballast est qui circule sur la voie où il travaille: frais de main-d'oeuvre et gêne pour l'exploitation sont réduits au minimum. Voici une photo de cette épuratrice.

Aussitôt après le passage de l'épuratrice, nous amenons sur le chantier des «longueurs» de matériel neuf montées dans une gare voisine et munies de galets de roulement. Nous réalisons ainsi le renouvellement complet, avec épuration du ballast, de 500 à 500 m. de voie par jour.

Des projects plus hardis de wagons poseurs à large autonomie sont d'ailleurs à l'étude et, à l'avenir, il sera sans doute possible d'envisager des avancements journaliers supérieurs à 1.000 mètres.

Quelques mots maintenant de nos progrès récents dans le domaine des *installations de sécurité.*

Nos études ont porté particulièrement sur les postes d'aiguillage *«à leviers d'itinéraires».*

Il y a près d'un demi-siècle maintenant que l'on s'est orienté en FRANCE vers ce type de poste, les ingénieurs de Chemin de fer et les constructeurs spécialisés se sont attaqués nombreux à ce problème, et ils en ont donné des solutions variées et très ingénieuses en utilisant divers appareillages mécaniques ou électro-mécaniques.

Mais nous avons trouvé que l'on pouvait aller plus loin dans la recherche de la rapidité et de la sécurité des manœuvres: les appareillages électriques qui réalisent les contrôles font, dans un grand nombre de cas, double emploi avec les enclenchements mécaniques.

Aussi, dans les nouveaux postes, dits postes «tous relais», avons-nous supprimé

Fig. 23
Epuratrice mécanique de ballast

tout assujettissement mécanique: les leviers de commande à la disposition de l'aiguilleur sont libres à tout moment, la manoeuvre restant sans effet si l'aiguilleur en touche un à tort.

Les enclenchements mécaniques une fois disparus, on a pu réduire très fortement les dimensions du meuble sur lequel sont groupés les leviers de commande: c'est ce que vous montre la photo du post DARNETAL près de ROUEN, mis en service en Octobre 1947.

Les organes de commande peuvent même être de simples boutons: c'est le système adopté dans le type le plus récent, qui dispose dailleurs de quelques perfectionnemente complémentaires. Il s'accommode notamment très bien de la *télécomande,* qui permet de sérieuses économies.

Ce système sera utilisé dans 2 postes en construction à MONTEREAU et à JUVISY, et nous pourrons concentrer:

—à MONTEREAU, la commande de plus de 300 itinéraires sur une table unique;

—à JUVISY, la commande des 700 itinéraires de la gare sur 3 tables placées dans le même local.

Les recherches dans le domine des postes tous relais et de la télécommande vont être appliquées à une réalisation très interessante: *la commande centralisée à leviers d'itinéraires,* qui est, à notre connaissance, une nouveauté.

Fig. 24

Intérieur du post de DARNETAL

Le poste de commande en cours d'aménagement à DIJON manœuvrera les signaux et aiguilles nécessaires pour autoriser la circulation à double sens sur chacune des 2 voies du tronçon BLAISY-DIJON, soit sur une longueur de 27 km.: cette solution évitera d'engager les dépenses considérables qu'aurait entraînées le quadruplement d'une section à ouvrages d'art très rapprochés.

Je terminerai en signalant les moyens que nous développons pour moderniser *l'équipement de nos triages.*

En premier lieu, nous généralisons, à l'occasion des reconstruction, l'établissement *des postes automatiques de triages à billes,*

du type déjà en service à TRAPPES et au BOURGET avant la guerre.

Tandis que le train en cours de triage passe devant l'agent de manœuvres, il suffit à celui-ci d'actionner le bouton correspondant à la voie de destination de chaque wagon, et il n'a plus à s'occuper ensuite d'aiguiller le wagon. Par le jeu de relais électriques, qui commandent dans le poste le cheminement des billes chargées d'établir les contacts nécessaires, c'est le wagon lui-même qui va désormais tracer son propre itinéraire sur les différentes aiguilles juste au moment voulu.

Dans ce système, aucune conséquence n'est à craindre du rettrapage de 2 wagons sucessifs dont le second roule mieux que le premier: tous deux s'en iront sur la même voie sans risque de déraillement. Mais le 2ème wagon aura ainsi été mal dirigé.

Pour éviter ces «dévoiements», nous complétons l'installation par de puissants *freins de voie,* à fonctionnement pneumatique et à serrage modérable, qui régularisent l'espacement des wagons.

Le tableau serait enfin incomplet si je ne vous montrais les essais que nous avons effectués pour appliquer la *radio* aux liaisons entre les postes de commandement du triage et les agents qui conduisent les machines de manoeuvres, ou qui relèvant les indications des vagons:

—voici une locomotive équipée d'un poste récepteur qui permet en mécanicien de recevoir les ordres du chef de manoeures.

Le temps ne m'a pas laissé le loisir de vous exposer toutes les tendances de notre Chemin de fer.

Vous aurez néanmoins pu voir, je l'espère, qu'une politique dirigée dans le sens des économies, de l'augmentation du rendement n'excluait pas une amélioration du service dans tous les domaines, amélioration dirigée

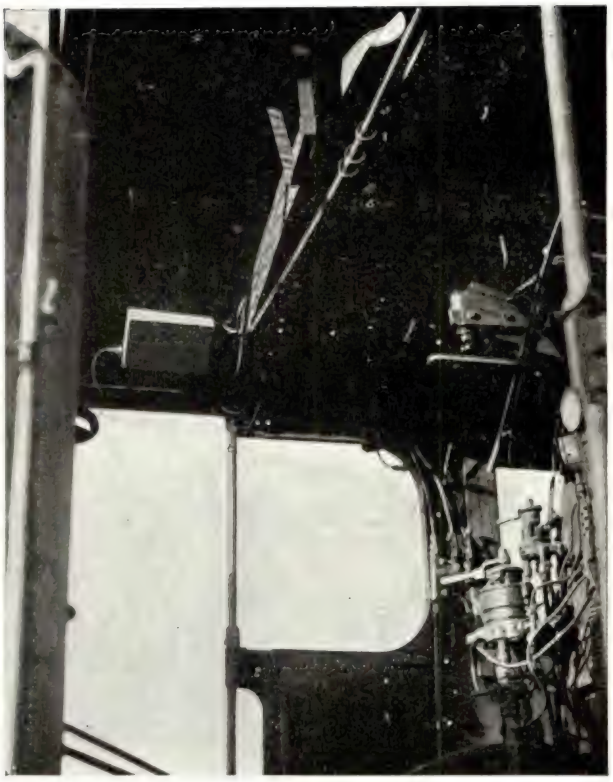


Fig. 25
Locomotive de triage équipée de radio

ici dans un sens plus commercial et là dans un sens plus technique.

N'oublions pas dans ce travail la part primordiale qui revient à notre personnel, quel que soit son grade. Je vais faire passer devant vous 2 films: le premier caractérisera l'effort exceptionnel de la période de reconstruction, le second de travail quotidien et soutenu de nos cheminots.

J'ai regretté de n'avoir pu apporter également un 3ème film qui retrace la «Renaissance du Rail». Peut-être pourra-t-il, s'il vons intéresse, être projeté devant vous à une autre occasion par l'Ingéneur en Chefe qui en a vécu les épisodes et qui l'a réalisé.

C'est vraiment un document historique, qui permet de suivre et d'apprécier l'effort fourni par tous pour remettre en marche l'immense outil que constitue la S. N. C. F.

A Mecânica do Solo e as suas aplicações [1]

PELO ENG.º CIVIL (U. P.) MANUEL PIMENTEL PEREIRA DOS SANTOS

Antigo Assistente da Faculdade de Ciências do Porto
Director do Laboratório de Ensaios de Materiais e Mecânica do Solo

C. D. 624.131

Iniciamos neste número da «Técnica» a publicação dum valioso estudo do Ex.mo Sr. Eng.º Manuel Pimentel Pereira dos Santos, sobre Mecânica do Solo. Divulgando um assunto de tanta actualidade julgamos prestar um bom serviço aos nossos leitores e especialmente a todos aqueles que se interessam por este ramo de conhecimentos.

Ao autor a Direcção da «Técnica» agradece reconhecida a sua amável colaboração.

Introdução

Pretende-se com este trabalho reunir elementos que andam dispersos por numerosa literatura técnica estrangeira, e que por outro lado, faltam quase completamente em publicações em língua portuguesa. É muito extensa a bibliografia consultada e seguida, juntando-se a respectiva lista no fim da exposição. De todas as obras citadas se colheram indicações e material diverso; não há portanto aqui qualquer pretensão de originalidade nos assuntos apresentados. É justo destacar, como fontes que mais amiudadas vezes foram seguidas, as obras de M. Buisson [41] [42], de Terzaghi [15] [58], de Cooling e outros [3], de Diversos [4], de R. D. Chelis [60], de F. Vasco Costa [61] e de Reynolds e Protopapadakis [53]; deste último se adaptaram a quase totalidade dos problemas de aplicação apresentados.

Não há duvida que os assuntos versados tem actualmente grande interesse. A Colónia tem construído o seu Laboratório de Ensaios, cujo equipamento para o serviço de Mecânica do Solo está pràticamente concluído, e ao nível dos melhores existentes. Na execução dos grandes trabalhos de estradas em curso, a introdução de métodos científicos no estudo, projecto e construção de aterros, pavimentos, etc., permitirá economias que se podem cifrar em muitas dezenas de milhar de contos. Além disso, todas as outras aplicações da Mecânica do Solo terão o seu lugar; a construção de aeródromos, as fundações, difíceis em vastas zonas urbanas, a protecção e estabilidade de taludes, as barragens de terra e os muros de suporte, são outros tantos assuntos em que os técnicos têm obrigação de intervir com pleno conhecimento dos processos modernamente utilizados. E infelizmente, pelo menos até há pouco, as nossas Escolas Superiores de Engenharia não ensinavam este capítulo dos mais importantes da Técnica.

---

[1] Resumo duma série de lições promovidas pela Secção de Matemática e Engenharia da Sociedade de Estudos da Colónia de Moçambique, realizadas na Biblioteca da Direcção de Obras Públicas, de Novembro de 1946 a Maio de 1947 e a publicar no Boletim da Sociedade.

Não tratamos aqui dos processos de consolidação artificial do solo por injecção de cimento ou produtos químicos, nem do abaixamento do nível freático e drenagem, temas que hoje se consideram ligados à Mecânica do Solo. Contamos fazê-lo num trabalho separado.

* * *

Minikin conta num dos seus trabalhos como um técnico que ele diz ter conhecido procedia para calcular a pressão admissível sob uma fundação. Mandava abrir uma cova no local onde se pretendia erguer o edifício a construir. Depois tirava do bolso a sua lapiseira de prata, fazia pressão com a cabeça desta no fundo da cova e levantava-a com o braço estendido ao nível dos olhos, ao mesmo tempo que resmungava uns números.

Terminado o breve exame, virava-se para o construtor e dizia, suponhamos: «dois quilos por centímetro quadrado, no máximo»...

Descontando o que certamente há de «blague» na anedota, talvez esta encerre também um amargo ensinamento. Porque o procedimento corrente de recorrer a tabelas ou manuais para arbitrar as cargas a suportar por um dado solo, ou até o ensaio de carga tal como ele é feito sem precauções especiais, não diferem na sua essência senão aparentemente do processo utilizado pelo cavalheiro da historieta inglesa. Com uma agravante talvez; é que Minikin coloca o seu personagem cerca de vinte anos atrás — e foi justamente há cerca de vinte anos que Karl von Terzaghi deu forma científica aos conhecimentos sobre o comportamento dos solos, iniciando um novo capítulo na história da moderna engenharia. Sob o seu impulso se constituíu a chamada *mecânica do solo* que não mais cessou de desenvolver-se. E certos erros que há vinte anos seriam desculpáveis ou até justificáveis podem levar hoje o engenheiro à posição desconfortável de quem, por exemplo, pretendesse explicar um insucesso na estrutura de um arranha-céus em betão armado servindo-se das teorias simplistas do jardineiro Monier.

Mas o que não deixa de ser curioso é que justamente um certo número dessas noções erradas que a nova ciência veio rectificar ou pôr fora de uso, continuam a fazer escola com surpreendente vitalidade.

Os solos argilosos, ou tendo intercaladas camadas argilosas, contribuem numa escala grande para os acidentes tantas vezes trágicos que são a manifestação dessa ignorância infelizmente ainda tão generalizada. E no entanto, a propriedade fundamental da *consolidação* da argila sob as cargas está hoje convenientemente estudada.

Suponhamos, como Buisson [41], um solo argiloso de coesão C, cujas tensões principais para uma certa carga são P_1 e P_2. Traçado o círculo de Mohr (Fig. 1) as condições de rutura clássicas atingem-se quando este círculo for tangente à curva intrínseca (reduzida à recta tirada por C formando o ângulo φ com a horizontal). A resistência ao corte no instante da rutura seria $A'C' > AC$.

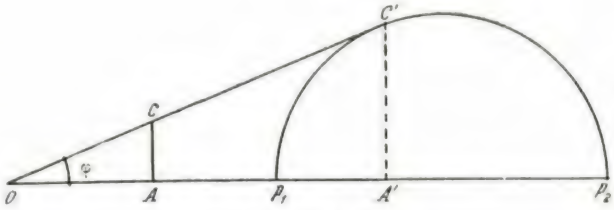


Fig. 1

Mas este aumento de resistência ao corte na argila só se obtém, como a experiência mostra, pela expulsão de parte da água que contém, quer dizer, pela *consolidação* da argila. E o fenómeno demora um certo tempo, tanto maior quanto mais impermeável a argila for. Enquanto esse processo não termina, a resistência ao corte vai aumentando muito lentamente; e se a carga do solo for rápida, a rutura dar-se-á muito antes de atingida a tensão $A'C'$ prevista. Examinaremos mais tarde este assunto, cuja importância iguala a sua complexidade. Mas não deixemos de notar que a própria aplicação da condição de Morh à argila só é válida, como Terzaghi demonstrou, subs-

tituindo o ângulo φ qne tem uma infinidade de valores para uma mesma argila, por um outro ângulo independente das condições da experiência.

Terzaghi [58] cita o caso de um edifício fundado sobre uma camada muito densa de areia e cascalho, que poderia suportar sem inconveniente uma carga da ordem de 4 kg/cm². Os alicerces foram no entanto projectados para uma pressão da ordem dos 2,5 kg/cm².

Ora a uma profundidade de 6,90 m abaixo das fundações existia sob o cascalho um leito de argila branda com 15 metros.

Passados 40 anos de se ter terminado o edifício, o assentamento máximo excede 90 cm, e o assentamento diferencial 60 cm.

Com grande dispêndio ampliaram-se as fundações, de forma a reduzir a pressão sobre o terreno a cerca de 1,6 kg/cm². A marcha das curvas tempo-assentamento prosseguiu inalterável como era de esperar. E tudo isto aconteceu simplesmente por não se terem querido considerar os factores que verdadeiramente governam o fenómeno.

O perigo dos ensaios de carga superficiais pode ser ilustrado pelo exemplo do solo de Túnis. Existe aí, segundo Buisson [41], uma camada superior de 1,50 m de possança, constituída por aterros acumulados desde há um século, e banhada inferiormente pelo lodo do lago, estendendo-se a uma enorme profundidade. A resistência aparente dessa camada superior é apreciável. Isso acarretou muitos dissabores e desastres, como o caso dos célebres Moinhos de Túnis que se afundaram 3,50 m no momento em que foram carregados, ou dum dos melhores hotéis da cidade, em que o assentamento foi de tal ordem que a entrada tem de fazer-se actualmente pela descida de vários degraus.

Neste mesmo solo tem sido frequentes os acidentes com fundações sobre estacarias. Entre os exemplos citados por Buisson [41], escolhemos os seguintes:

Cravaram-se estacas de 10 metros de comprimento, com uma nega muito satisfatória. Fizeram-se em seguida ensaios, que encontraram um assentamento de 60 mm para a carga de cálculo. Depois de descarregadas, a recarga acusou apenas 0,5 mm de assentamento. A empresa que executava os trabalhos pediu que fossem considerados 3/4 da resistência teórica. Executou-se uma sapata geral ligando as estacas, e como resultado obteve-se ao fim de poucos anos um assentamento de 0,20 m que continua.

Tratava-se de construir na proximidade dum cais um grande edifício. Examinou-se os que na vizinhança estavam em condições semelhante, e que tinham sido construídos alguns anos atrás. O seu comportamento era bom, sendo a fundação constituída por estacas cuja ponta atingia a antiga praia arenosa, sobre a qual há alguns anos se tinha lançado um aterro hidráulico formado por areia argilosa. Atendendo a que o edifício a construir não era apreciávelmente mais pesado do que os existentes, adoptou-se para ele o mesmo tipo de fundação. A cravação assinalou negas convenientes, mas além disso efectuaram-se ensaios. A carga de estacas isoladas não deu lugar a qualquer assentamento. Carregaram-se também dois grupos de estacas. Um deles deu resultados excelentes, o outro mostrou um pequeno assentamento ainda não estabilizado passados poucos dias, o que se atribuiu ao facto de os bate-estacas estarem a trabalhar nas proximidades. Repetido o ensaio sobre o mesmo macisso, não acusou em 48 horas qualquer novo assentamento. Prosseguiu-se a construção, e mesmo antes de acabá-la, os assentamentos foram de tal ordem que foi preciso refazer completamente as fundações.

Ora o que tinha acontecido fora simplesmente o assentamento das estacas motivado por duas causas. A primeira era devida ao assentamento do aterro argiloso em que estavam cravadas; a outra ao assentamento de uma camada argilosa situada abaixo da sua ponta e carregada com 10 m de altura de aterro, assentamento acentuado por essa camada não estar suficientemente contida lateralmente.

Apesar do que já hoje se sabe sob o comportamento das fundações em estacaria, não faltam engenheiros em todos os países do mundo que continuam a basear os seus cál-

culos nas diversas fórmulas dinâmicas, todas referentes a uma nega medida ou fixada de antemão. E contudo, já em 1925, Terzaghi publicara como resultado das suas investigações que *nenhuma* relação existia entre os valores das resistências estática e dinâmica das estacas, a não ser no caso destas serem cravadas completamente em areia ou outro material altamente permeável — caso que, na prática, é bastante raro. Estes resultados foram confirmados experimentalmente de maneira a evitar toda a dúvida.

Outros técnicos, por sua vez, vão buscar os elementos necessários ao projecto, examinando a relação entre o assentamento e a carga que o produz, numa estaca isolada. Ora também se sabe que *não existe qualquer relação* entre o assentamento duma dada estaca sob uma carga determinada, e o assentamento dum grande grupo de estacas em que a carga por estaca seja ainda a mesma.

Para ilustrar as consequências que podem provir de não se tomarem em consideração estes factos, escolheremos dois exemplos citados por Terzaghi [58].

Na construção duma estrutura monumental de edifício, os autores do projecto tomaram todas as precauções para que o assentamento das fundações não excedesse 1/16 de polegada. Assim, no terreno escolhido, fizeram-se 21 furos e 3 poços de ensaio. Cravaram-se também 80 estacas de ensaio e executaram-se 38 tests. As fórmulas de cravação foram modificadas a fim de ter em conta a natureza do terreno e as condições locais assim reveladas. Numa profundidade compreendida entre 4,5 e 10 m, aproximadamente, existia uma camada de lodo e aterro. Seguia-se até uma profundidade média de 10 a 12 m uma camada de areia que por sua vez assentava sobre argila.

Todo este trabalho custou muito esforço, tempo e dinheiro. Pois foi inútil; passados 15 anos, o máximo assentamento excedia 8 polegadas (24,3 cm).

Em 1928, conta também Terzaghi, foi chamado apressadamente para um edifício em construção que começava a afundar-se com enorme velocidade. Assentava em alguns milhares de estacas de madeira, de comprimentos variando entre 15 e 24 m, cravadas até à nega e numa camada de areia. Um pilar de ponte cuja fundação era idêntica e situado nas proximidades, não acusara durante 50 anos qualquer afundamento. Tinham-se feito ensaios de carga nas estacas, e tomara-se para carga de cada uma 1/3 da que no ensaio produzia uma penetração de 0,6 cm. E, inexplicàvelmente, o assentamento atingiu 30 cm com alucinante rapidez.

Mais uma vez a causa devia ser procurada na consolidação duma camada argilosa. Esta tinha a espessura de 9 m e estava situada a 30 m abaixo da superfície do terreno, ou seja 6 a 12 m abaixo das pontas das estacas.

* * *

Poderíamos multiplicar até ao infinito as citações de casos semelhantes em muitos outros ramos da Engenharia, desde os desabamentos dos taludes à rutura de diques de terra. Mas é tempo de entrarmos na análise dos princípios e realizações da Mecânica do Solo, cujas três bases essenciais deverão ser:

a) lógico desenvolvimento matemático
b) numerosas e variadas experiências de laboratório
c) observações da vida prática, e estudo de aplicações e realizações.

Depois de apresentada a parte doutrinária, aplicaremos os resultados ao estudo da estabilização de solos, impulso das terras, estabilidade de taludes, projecto e construção de barragens de terra e estudo de fundações.

CAPITULO I

Classificação e constituintes do solo

1 — O solo

Chamamos solo a um material que passa por um crivo de 2 mm (10 malhas por polegada, para a American Society for Testing Materials) e que contém:

a) água
b) húmus
c) ar
d) partículas minerais, incluindo desde a areia grossa até pó microscópico de argila.

Existe uma grande variedade de solos, e compreende-se a necessidade de enquadrar os diferentes tipos característicos em classificações mais ou menos completas, de forma a permitir uma comparação de propriedades que doutra maneira não seria possível.

O prof. H. Mohr [1] da Universidade de Haward, chama a atenção para os cuidados que se devem ter na descrição dos solos e para erros frequentes cometidos em sondagens. Só tendo em atenção esses cuidados é que os resultados fornecidos poderão ser úteis a quem tem de estudar ou projectar fundações. Assim, o nível de água deve ser sempre indicado e verificado, esvaziando o furo quando se terminou a sondagem e permitindo que a água o encha de novo. Para dar precisão a termos de significado relativo — como areia compacta ou argila mole — convém fornecer qualquer dado respeitante à resistência mecânica, como por exemplo, a resistência oferecida à penetração dum peso caindo de determinada altura.

Um erro comum consiste em assinalar como atingida a rocha porque a sondagem encontra muito forte oposição no seu progresso. Tal afirmação só se deveria fazer depois de executar sondagens nas proximidades — segundo Mohr, dois ou três furos deveriam ser executados num raio de 1,80 m ou 2,50 m em torno do furo obstruído. A colheita das amostras também deverá ser feita onde realmente ela é necessária, e não a intervalos prèviamente fixados.

A prática de estabelecer de antemão a profundidade a que a sondagem deve parar é muitas vezes igualmente condenável. Nunca, por exemplo, se deveriam levar as sondagens apenas a alguns decímetros abaixo do nível provável das fundações — é necessário descer até vez e meia ou duas vezes a largura do edifício, a não ser que o «Bed-rock» seja de facto atingido antes.

Como nomenclatura a adoptar nos relatórios de sondagens, Mohr aconselha a seguinte:

Turfa: matéria vegetal parcialmente carbonizada, protegida da completa decomposição por estar mergulhada em água. Preta ou castanha escura, cheiro desagradável devido ao desprendimento de gases. É extremamente perigoso fundar sobre este solo. Conhecem-se casos de passeios de ruas, ou fossas de limpeza em garages acusando grandes assentamentos apesar de fortes fundações.

Lodo orgânico: traduzimos por *lodo,* o «silt» inglês. É formado por depósitos sedimentares, classificando-se como *lodo arenoso* ou *areia lodosa* conforme o material predominante. É altamente compressível, e não serve para fundações a menos que a areia seja largamente predominante, e mesmo assim só suporta pequenas cargas. Fazendo uma bola com uma amostra, e secando-a ao ar durante alguns dias, ao abri-la encontram-se anéis circulares de descoloração, provenientes da oxidação da matéria orgânica.

Lodo inorgânico: também chamado limo, *farinha de rocha, farinha de areia ou «loam»* em inglês. É muitas vezes classificado erra-

(1) Citado em R. R. Minikín [56].

damente como argila; é um solo finamente granulado, sem plasticidade e sem coesão quando seco. Há um *test* muito simples para o seu reconhecimento: achata-se uma amostra na mão, e esfrega-se horizontalmente até que a água venha à superfície formando uma membrana brilhante e tornando-o mais brando. Esfregando de novo entre as mãos, a água desaparece, a amostra enrijece e fende, parecendo areia húmida; esfregando-a ainda outra vez com a mão, a amostra retoma o seu estado habitual. Isto só acontece quando a quantidade de água está compreendida entre certos limites; se a amostra estiver seca, é preciso juntar água.

O lodo inorgânico apresenta-se muitas vezes misturado com argila *(argila limosa, limo argiloso)* e com areia *(areia limosa, limo arenoso)*.

Todos os tipos de lodo inorgânico são perigosos para fundações. Mesmo uma leve acção de água do solo pode alterar completamente a sua estrutura, provocando um novo arranjo da posição dos grãos que constituem o material.

Argila: é de fácil reconhecimento, podendo ser *compacta, média* ou *branda*. Só se devem considerar argilosos os solos (não calcáreos) que se tornam muito duros ao secar, quebrando segundo planos nìtidamente definidos, e que não se reduzem a poeira fina. A argila compacta não pode ser moldada com os dedos e exige picareta para ser escavada; a argila média pode ser moldada com pressão considerável e pode ser escavada mais fàcilmente; a argila molda-se còm os dedos e escava-se à pá.

Areia e cascalho: são por vezes difíceis de identificar em sondagens. A areia pode classificar-se em *fina, média* e *grossa,* conforme o tamanho dos grãos, medida pela passagem em certos crivos; daí para cima trata-se de *cascalho*. A areia está muitas vezes misturada com lodo ou argila.

Podemos ainda considerar um tipo de solo altamente consolidado, a que Mohr chama *hàrdpan,* e que pode ser formado por argila ou materiais sem coesão, que sendo expostos perdem quase sempre a compacidade.

2 — Classificações mais vulgares

As classificações mais vulgares de solos baseiam-se na análise granulométrica destes, realizada com crivos a partir do tamanho de 0,075 mm (crivo 200 B. S.). Para materiais que passem este crivo, recorre-se ao ensaio por sedimentação, pela aplicação da lei de Stokes

$$d = \sqrt{\frac{1.800\,\eta}{\gamma - \gamma_0}\,\frac{H}{T}} \quad . \; . \; . \; . \; (1)$$

que mostra que a velocidade com que se depositam os grãos em suspensão num líquido depende do volume, do peso e da forma dos grãos. Na fórmula é

d = diâmetro dos grãos em mm
γ = peso específico dos grãos em gr/cm³
γ_0 = peso específico do líquido em gr/cm³
η = viscosidade do líquido em gr × seg/cm²
H = altura de decantação em cm
T = tempo em segundos.

A lei de Stokes é válida para partículas de diâmetros compreendidos entre 0,2 e 0,0002 mm. Grãos de diâmetro superior a 0,2 mm assentam com velocidade variável; para diâmetros menores que 0,0002 mm os grãos encontram-se em suspensão coloidal.

A *classificação internacional de solos,* baseada nos diâmetros das partículas, é a constante da fig. 2. A fig. 2-A dá a classificação do *Bureau of Public Roads* americano, baseada nos crivos da American Society for Testing Materials

	Diâmetros em mm	
	Classificação internacional	Classificação do Bureau of soils system americano
Cascalho	> 2,0	> 2,0
Areia grossa	2,0 — 0,2	2,0 — 0,25
Areia fina	0,2 — 0,02	0,25 — 0,05
Lodo	0,02 — 0,002	0,05 — 0,005
Argila	< 0,002	< 0,005
Coloides		< 0,001

Fig. 2

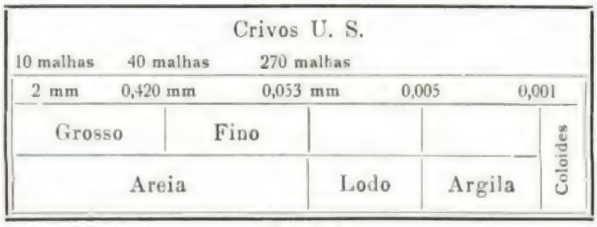


Fig. 2-A

Atendendo aos crivos obedecendo às British Standard Specifications tem-se a classificação seguinte:

Tipo de solo	Diâmetro da partícula ou tipo de crivo	Notas
Calhau	maior de 2 1/2 pol.	
Cascalho	de 2 1/2 pol. a 1/8 pol. (ou crivo B. S. N.º 7)	
Areia grossa	do crivo N.º 7 B. S. ao N.º 25 B. S.	
Areia média	do crivo N.º 25 B. S. ao N.º 72 B. S.	
Areia fina	do crivo N.º 72 B. S. ao N.º 200 B. S.	
Lodo	partículas passando o crivo N.º 200 B. S. mas maiores do que 0,005 mm	Os lodos não têm pràticamente permeabilidade
Argila	partículas menores do que 0,005 mm	As argilas possuem plasticidade e coesão

A classificação do *Bureau of Soils* americano é muito interessante, baseando-se no triângulo de Féret. Consta da fig. 3. A inspecção do diagrama respectivo fornece imediatamente a classificação dum solo de que conheçamos as percentagens de areia, argila e lodo ou limo. O problema inverso é também imediatamente resolvido. Os resultados podem igualmente resumir-se no quadro seguinte:

Tipo de solo	Percentagem existente no solo		
	areia	lodo	argila
Areia	80-100	0-20	0-20
Areia limosa	50-80	0-50	0-20
Areia argilo-limosa	50-80	0-30	20-30
Areia argilosa	50-70	0-20	30-50
Argila grossa	0-30	0-30	7-100
Argila média	0-50	0-50	50-70
Argila fina	0-50	0-50	30-50
Lodo argiloso	0-20	50-70	30-50
Lodo argilo-limoso	0-30	50-80	20-30
Argila limosa	20-50	20-50	20-30
Lodo	0-20	80-100	0-20
Lodo limoso	0-50	50-80	0-20
Limo	30-50	30-50	0-20

Para estudo de estabilização de solos, usa-se também uma classificação em 8 grupos, atendendo às diferentes características, e a que faremos oportunamente referências.

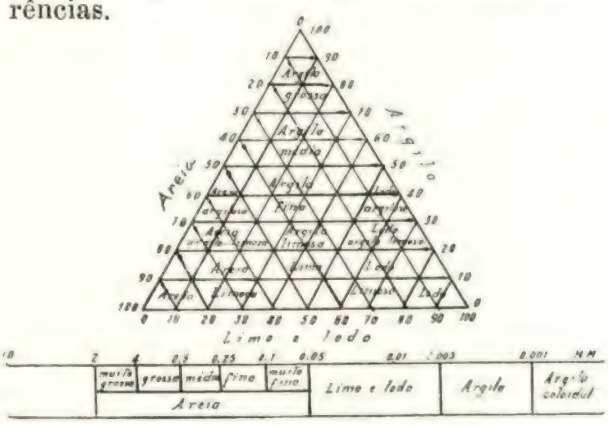


Fig. 3

3 — Problemas de aplicação

Reynolds e Protopapadakis organizaram recentemente uma colecção de exemplos de aplicação prática das noções basilares de Mecânica do Solo, da qual adoptamos alguns para este estudo, embora por vezes modificados.

A — *Quanto tempo levará uma partícula de solo de 0,01 mm de diâmetro para assentar desde a superfície até ao fundo dum recipiente de 3 m de profundidade, contendo água, e sendo*

peso específico de água 1 gr/cm^3
peso específico do solo 2,55 gr/cm^3
coeficiente de viscosidade da água:
0,00001025 gr. seg/cm^2.

Trata-se duma aplicação simples da lei de Stokes: de (1) resulta

$$T = \frac{1.800\ \eta}{\gamma - \gamma_0}\ \frac{H}{d^2} = \frac{1.800 \times 0,00001025}{2,55 - 1,00} \times$$

$$\times \frac{300}{0,01^2} = 36.285 \text{ seg} = 10,08 \text{ h.}$$

B — *Os resultados da análise mecânica de duas amostras de solos são os seguintes:*

Amostra	X	Y
Retido no crivo N.º 20 B. S.	3 gr	6 gr
Retido no crivo N.º 60 B. S.	6 gr	20 gr
Retido no crivo N.º 140 B. S.	9 gr	32 gr

O ensaio de sedimentação mostrou que as amostras continham partículas com diâmetros incluídos nos limites seguintes:

d = 0,05 mm a 0,005 mm:

X = 67 gr Y = 45 gr

d = 0,005 mm a 0,002 mm:

X = 30 gr Y = 5 gr

d = menos do que 0,002 mm:

X = 12 gr Y = 2 gr

Sendo o peso das amostras secas no forno de X = 71 gr e Y = 73 gr calcular as percentagens de grãos de diferentes tamanhos, traçar as respectivas curvas granulométricas e classificar os solos segundo o diagrama da fig. 3.

Tamanho das particulas	Amostra X			Amostra Y		
	Peso	% retida	% que passa	Peso	% retida	% que passa
Crivo B. S. N.º 20	3 gr	2,36	97,64	6 gr	5,45	94,55
Crivo B. S. N.º 60	6 gr	4,72	95,28	20 gr	18,18	81,82
Crivo B. S. N.º 140 . . .	9 gr	7,09	92,91	32 gr	29,09	70,91
0,05 a 0,005 mm	67 gr	52,76	lodo	45 gr	40,91	lodo
0,005 a 0,002 mm	30 gr	23,63	argila	5 gr	4,55	argila
menor que 0,002 mm . . .	12 gr	9,44	»	2 gr	1,82	»
Total . . .	127 gr	100 %	x	110 gr	100 %	

As respectivas curvas granulométricas encontram-se na figura. A consulta do diagrama do *Bureau of Soils* mostra-nos que o solo correspondente à amostra X é um lodo argiloso, e o correspondente à amostra Y uma areia limosa.

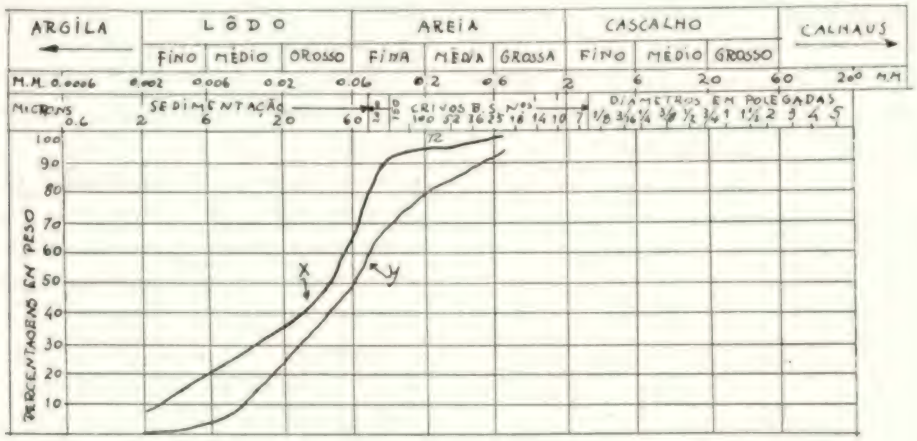


FIG. 4

(segundo Reynolds e Protopapadakis, [53])

CAPÍTULO II

Propriedades e características dos solos

1 — Directivas do estudo

Na maioria dos problemas de Mecânica do Solo é-nos dado o sistema de forças exteriores a considerar, definido pela intensidade, direcção, repartição, profundidade de aplicação e dimensões de superfícies de apoios, e pretende-se determinar qual a distribuição de tensões que daí resulta. Compreende-se a extrema complicação do problema. Para o resolver é necessário conhecer não só as características mecânicas dos solos — pois é dum problema de Mecânica que se trata — mas também qual a influência sobre essas características mecânicas das características físicas e químicas, deste material de tão difícil estudo. Sob esse ponto de vista, transcendemos os limites da Mecânica para entramos nos da Física-Química.

2 — Características físicas e químicas

Podemos, como faz Buisson, [41] considerar as seguintes características físicas:

a) *finura dos grãos* (traduzida pelo *diâmetro equivalente* a definir) e *granulometria*;

b) *forma dos grãos* (planos, angulosos, arredondados, etc.);

c) o *empilhamento* dos grãos, e *estrutura* (ligada à finura e forma, bem como à deformação e rupturas de equilíbrio anteriores);

d) a *percentagem de vazios* e por consequência a *densidade aparente* ou *baridade*;

e) a *percentagem de água* contida nos vazios.

Quanto às características químicas principais, devemos considerar:

f) o *peso específico* (dependente da composição química dos grãos);

g) a *natureza química* dos constituintes sólidos;

h) a *natureza do líquido* que banha os poros (água);

i) a *natureza e percentagem dos coloides*

orgânicos e sais minerais dissolvidos (incluindo o *húmus* nos coloides orgânicos).

3 — Características mecânicas

Ainda segundo Buisson, [41] estas características físico-químicas determinam as seguintes características mecânicas:

a) a *compressibilidade*
b) a possível expansão do solo na água, quer quando não está submetido a qualquer esforço, quer no caso da existência duma corrente ascendente de água;
c) a *coesão aparente,* resultante de forças aplicadas à estrutura sólida, que podem ser forças exteriores ou pressão capilar;
d) os *ângulos de atrito* interno e o *ângulo de atrito do solo* sobre os corpos sólidos;
e) a *permeabilidade* ou seja a resistência ao escoamento da água, provocando o aparecimento de tensões hidrodinâmicas e caracterizando a velocidade de consolidação.

4 — Ensaios de identificação e ensaios característicos

O estudo dos solos conduz-se no campo experimental através de ensaios que podemos considerar de duas categorias.

Na primeira englobam-se os *ensaios de identificação* que nos dão as propriedades mais imediatas da compacidade e plasticidade.

Entram nesta categoria as determinações de densidade aparente e real, do grau de humidade, da granulometria, dos limites de Atterberg e ainda os ensaios químicos mais simples.

A segunda abrange os *ensaios característicos,* em que fundamentalmente se procura estabelecer a relação entre a compressão dum solo e as cargas que a produzem.

Mas se no caso dos sólidos essa lei era de forma simples, relacionando uma única tensão principal de compressão com a deformação produzida, o mesmo não acontece em todos os tipos de solos. É aqui que intervém a noção de *coesão.*

Assim os solos plásticos são dotados de coesão e podemos comprimi-los sem sermos forçados a impedir a sua deformação lateral.

Mas já o mesmo não sucede com os solos *pulverulentos* em que a coesão se aproxima de zero.

O ensaio de compressão pode servir de critério para caracterizar a coesão dos sólidos, bem como para deduzir a resistência ao corte e com relativa aproximação, o ângulo de atrito interno.

Outros aparelhos, como o de Casagrande, permitem determinar directamente a resistência ao corte, bem como o ângulo do atrito interno e a coesão. As experiências de Terzaghi conduzem-nos ainda à avaliação da permeabilidade.

5 — Primeiras definições

Vamos agora definir algumas das propriedades dos solos:

a) *Percentagem de vazios ou índice de vazios:* volume de vazios ou de poros, na unidade de volume das partes sólidas do solo, no estado em que se encontrar:

$$e = \frac{\text{volume de vazios}}{\text{volume de sólidos}} = \frac{V_1}{V_2}$$

b) *Porosidade:* volume de vazios por unidade de volume *total* de solo:

$$n = \frac{\text{volume de vazios}}{\text{volume total de solo}} = \frac{V_1}{V_1 + V_2}$$

donde:

$$e = \frac{n}{1 - n} \quad \ldots\ldots \quad (2)$$

$$n = \frac{e}{1 + e} \quad \ldots\ldots \quad (3)$$

A unidade de volume de matéria sólida ocupa um volume aparente igual a $1 + e$.

Portanto, a variação de e indicará a va-

riação de volume ou a variação de altura duma coluna de solo de altura $1 + e$.

c) *Densidade real:* relação entre os pesos de volumes iguais dos grãos que constituem o solo e de água a 4° C. Acentua-se que se trata apenas da parte sólida do solo. Notá-la-emos com D;

d) *Densidade aparente d:* relação entre o peso dum certo volume de solo (incluindo ar e água) e o peso do mesmo volume de água a 4° C.

O volume de sólidos é (na unidade de volume):

$$V_2 = 1 - n = \frac{1}{1+e} \quad . \; . \; . \; . \; (4)$$

e o peso de sólidos na unidade de volume:

$$P_2 = D\,(1-n)\,\omega_1 = \frac{D}{1+e}\,\omega_1 \quad . \; . \; (5)$$

sendo ω_1 o peso específico da água.

e) *Grau de humidade:* determina-se pesando uma amostra antes e depois de a secar a 105° C, exprimindo-se a perda de peso como uma percentagem do peso em seco. Para um solo saturado, o grau de humidade será:

$$W = \frac{e}{D} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (6)$$

Se o solo não está completamente saturado, sendo *s* o *grau de saturação* (percentagem de água contida nos poros), tem-se:

$$W = s\,\frac{e}{D} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (7)$$

Suponhamos que os poros estão *saturados*. Então teremos para peso de água:

$$n\,\omega_1 = \frac{e}{1+e}\,\omega_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; (8)$$

Geralmente nos sistemas de unidades mais usados, ω_1, tem o valor numérico de 1.

Densidade a seco (dry density):

$$\delta_1 = D\,(1-n) = \frac{D}{1+e} \quad . \; . \; . \; (9)$$

pois:

$$\delta_1 = \frac{D\,V_2}{V_1 + V_2} = D\,\frac{V_2}{V_1 + V_2} = D\,(1-n)$$

Densidade saturada (*bulk density ou saturated density*):

$$\delta_2 = D\,(1-n) + n = \frac{D+e}{1+e} \quad . \; . \; (10)$$

Densidade submersa (*submerged density*):

$$\delta_3 = (D-1)\,(1-n) = \frac{D-1}{1+e} \quad . \; . \; (11)$$

se os poros estão apenas *parcialmente saturados,* então será: peso de água

$$\frac{s\,e}{1+e}\,\omega_1 \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (12)$$

densidade saturada

$$\delta'_2 = \frac{D + se}{1+e} = \frac{D\,(1+W)}{1+e} \quad . \; . \; . \; (13)$$

f) *Volume de gás:* representando por η o volume de água na unidade de volume do solo e por v o volume de gás, tem-se

$$n = \eta + v \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; (14)$$

6 — Variação de densidade dos solos

Na determinação da densidade dos solos é necessário ter em conta que no caso das argilas parte da água está no estado de adsorção às particulas, e fica ligada a estas mesmo depois da secagem da amostra. .

Duma maneira geral podemos afirmar com Buisson [41] que o peso específico dos solos é tanto maior quanto mais argilosos estes forem. Ao passo que no caso das areias siliciosas anda por 2,65, pode subir em certas argilas até 2,85.

Pelo contrário, quanto mais calcáreo for um solo, tanto mais descerá o seu peso específico, pelo facto de aumentar a sua percentagem de húmus.

Também está longe de constituir uma regra geral o aumento de densidade dos solos com a profundidade. Isto parecia tanto mais lógico quanto é certo que crescendo a carga linearmente com a profundidade, a densidade dum solo arenoso deveria crescer segundo uma lei aproximadamente linear, pelo menos, em intervalos pequenos de pressões.

Assim acontece de facto quando o depósito dos materiais se fez com regularidade. Mas pode acontecer, por exemplo, que tenha lugar o *efeito de silo,* num vale cujas vertentes sejam muito escarpadas. Então podem formar-se verdadeiras abóbadas apoiadas lateralmente e as sondagens revelarão anomalias grandes na variação da densidade com a profundidade.

Um outro caso conduzindo a perturbações é o resultante duma diminuição da corrente de depósito, conduzindo a uma maior densidadade das camadas superiores pelo facto dos vazios entre elementos mais grossos serem preenchidos por elementos finos depositados nessas condições

Em terrenos de aluvião na vizinhança de rios ou de antigos estuários, pode acontecer um fenómeno de certo modo inverso. Correntes violentas produzem-se em regiões precedentemente calmas em que se processava o depósito de argilas; assim cascalho e calhaus aparecem misturados com os materiais argilosos a profundidades em que tal não seria de prever. No sub-solo parisiense pode encontrar-se argila plástica susceptível de grandes assentamentos sob camadas de areia e cascalho, segundo indica Buisson [41].

Todos estes factos devem ser cuidadosamente tomados em consideração quando afirmamos que o primeiro factor de resistência dum solo é a sua densidade aparente. De facto assim é dentro de certos limites, pois com a diminuição desta aumenta evidentemente a compressibilidade. Mas solos de densidades aparentes idênticas podem ter compressibilidades muito diferentes de acordo com a percentagem de argila que contiverem.

Se considerarmos terrenos predominantes ou exclusivamente argilosos, então com grande aproximação a medida da densidade aparente permite uma ideia precisa da compressibilidade. Mesmo assim, tem-se verificado casos em que argilas dotadas da mesma compressibilidade apresentam densidades notàvelmente diferentes.

Mas o que no caso da argila é essencialmente diferente é a variação da compacidade com a profundidade. Em geral aquela não aumenta com esta — e é até o fenómeno inverso que se verifica. Isso toma um carácter de grande nitidez por exemplo no caso em que uma toalha de água banha a camada inferior do depósito argiloso, ao passo que a parte superior se apresenta seca. Então esta última será densa pelo próprio facto da evaporação, ao passo que a camada inferior banhada pela água apresentará uma menor densidade, quer pela existência dum alto nível piezométrico, quer por falta de completa consolidação devida à formação de efeitos de abóbada.

Mesmo se a camada superior for banhada pela água, pode igualmente acontecer que as camadas inferiores sejam de menor densidade, seja por não se terem ainda consolidado completamente, ou por razões semelhantes às do caso anterior.

Compreende-se portanto porque razão as sondagens se não devem limitar às camadas superficiais, mas pelo contrário deverão prolongar-se até uma profundidade suficiente, para nos colocar ao abrigo de surpresas desagradáveis.

7 — Granulometria

Uma outra importante característica dos solos é a sua granulometria. Já a ela nos referimos a propósito dos diferentes tipos de classificação de solos. Devemos acrescentar que se designa habitualmente por *diâmetro médio* aquele que corresponde a 50 % dos grãos de diâmetro superior, e 50 % de diâmetro inferior. Em breve analisaremos a

influência da granulometria dos solos sobre a sua permeabilidade.

8 — Problemas de aplicação

Ilustremos as noções que acabamos de estabelecer com alguns problemas.

A) *Determinar o índice de vazios duma areia cuja porosidade é de 27 °/₀.*

Segundo (2)

$$e = \frac{n}{1-n} = \frac{0,27}{1-0,27} = 0,37 = 37\ \%$$

B) *Determinar o valor máximo do índice de vazios duma areia cujos grãos fossem perfeitamente esféricos.*

Portanto da definição de índice de vazios

$$e = \frac{\text{vol. de vazios}}{\text{vol. de sólidos}}$$

e como o volume duma esfera é

$$v = 4/3\ \pi\ R^3 = \frac{\pi\ d^3}{6}$$

$$e = \frac{d^3 - \left(\frac{1}{8} \times \frac{\pi\ d^3}{6}\right) \times 8}{\frac{\pi\ d^3}{6}} = \frac{d^3 - \frac{\pi\ d^3}{6}}{\frac{\pi\ d^3}{6}} =$$

$$= 0,91 = 91\ \%$$

visto que cada um dos vazios deixados aos 8 cantos do cubo circunscrito vale

$$\frac{1}{8}\ \frac{\pi\ d^3}{6}$$

C) *A densidade saturada duma amostra de solo é 1,67, e a densidade absoluta 2,74. Supondo o solo perfeitamente seco, qual é o seu índice de vazios?*

$$\delta_2 = \frac{D + e}{1 + e}$$

$$e = \frac{D - \delta_2}{\delta_2 - 1} = \frac{2,74 - 1,67}{0,67} = 1,60$$

D) *Uma amostra de argila pesava 42,353 gr antes de secar a 105° no forno eléctrico; após a secagem pesou 35,765 gr. Determinar o seu grau de humidade.*

$$W = \frac{\text{peso da água}}{\text{peso da amostra seca}} =$$

$$= \frac{42,353 - 33,765}{33,765} = 0,254 = 25,4\ \%$$

E) *Tomou-se uma amostra de areia com a porosidade de 35 °/₀ e a densidade absoluta de 2,7. Determinar a densidade a seco, saturada e submersa.*

Densidade a seco: segundo (9)

$$\delta_1 = D\ (1 - n) = 2,7\ (1 - 0,35) = 1,8\ \text{gr/cm}^3$$

Densidade saturada: segundo (10)

$$\delta_2 = [D\ (1 - n) + n] =$$
$$= [2,7\ (1 - 0,35) + 0,35] = 2,1\ \text{gr/cm}^3$$

Densidade saturada: segundo (11)

$$\delta_3 = (D - 1)\ (1 - n) =$$
$$= (2,7 - 1)\ (1 - 0,35) \times 1 = 1,1\ \text{gr/cm}^3$$

F) *Uma amostra de argila tem um grau de humidade de 45 °/₀, índice de vazios 1,22 e densidade absoluta 2,7. Supondo que o solo está saturado calcular a densidade a seco, saturada e submersa da argila.*

Densidade a seco:

$$\delta_1 = \frac{D}{1 + e} = \frac{2,7}{1 + 1,22} = 1,2\ \text{gr/cm}^3$$

Densidade saturada:

$$\delta_2 = \frac{D + e}{1 + e} = \frac{2,7 + 1,22}{1 + 1,22} = 1,8\ \text{gr/cm}^3$$

Densidade saturada:

$$\delta_3 = \frac{D-1}{1+e} = \frac{2.7-1}{1+1,22} = 1,4 \text{ gr/cm}^3$$

G) *Uma camada de argila tem uma densidade saturada de 1,92 gr/cm³. Achar o grau de saturação para um grau de humidade de 27,5 °/₀ e uma densidade absoluta de 2,7.*

(De 7)

$$e = \frac{W \times D}{s} = \frac{0,275 \times 2,7}{s} = \frac{0,7425}{s}$$

De (13)

$$\delta'_2 = \frac{D + s \times e}{1+e}$$

$$1,92 = \frac{2,7 + s \times \frac{0,7425}{s}}{1 + \frac{0,7425}{s}}$$

donde

$$s = 0,94 = 94\ \%$$

H) *Uma amostra de solo húmido (mas não completamente saturado), tem o volume de 60 cm³, pesando 92,5 gr. Depois de completamente seco num forno o seu peso é de 74,3 gr. A densidade absoluta é de 2,62. Calcular o grau de saturação.*

Sabemos que

volume do sólido + volume de água + volume de ar = 60 cm³

peso do solo + peso de água = 92,5 gr

peso do solo = 74,3 gr

$$\text{densidade absoluta} = \frac{\text{peso do solo}}{\text{vol. do solo}} = 2,62$$

peso da água = 92,5 — 74,3 = 18,2 gr

volume de água = 18,2 cm³

Portanto

$$\text{volume do solo} = \frac{\text{peso do solo}}{2,62} = \frac{74,3}{2,62} = 28,36 \text{ cm}^3$$

volume de ar + volume de água = 60 — 28,36 = 31,64 cm³

$$\text{grau de saturação} = \frac{\text{volume de água em poros}}{\text{volume total dos poros}} = \frac{18,2}{31,64} = 0,575 = 57,5\ \%$$

9 — Limites de consistência

A variação do grau de humidade traduz-se nas argilas e solos argilosos por uma variação de consistência. Assim, supondo que a massa do solo estava inicialmente no estado líquido, a perda de humidade determinará a sua passagem ao estado plástico, podendo ser moldada com os dedos. A continuação do processo de secagem levará o solo finalmente ao estado sólido.

Uma argila pode passar do estado sólido ao líquido sem passar pelo estado plástico, se contiver uma percentagem notável de calcáreo.

Pelo contrário, a presença de húmus e de certos sais acentua as propriedades plásticas.

Atterberg dividiu as três formas de consistência em 7 categorias assim caracterizadas:

Estado sólido

1 — *Forma sólida:* solo completamente seco, sem possibilidade de retracção. O ar preenche os vazios e as partículas não aderem sob a acção duma pressão fraca.

2 — *Forma semi-sólida:* as partículas aderem umas às outras sob uma pressão fraca. O ar preenche os poros, e as partículas diminuem de volume à medida que progride a dessecação.

Estado plástico:

3 — *Forma elástica e plástica:* fraca percentagem de água, não aderindo às ferra-

mentas e enrolando-se dificilmente em forma de fios.

4 — *Forma plástica colante:* adere às ferramentas e deixa-se amassar sem dificuldade.

Estado líquido ou fluido:

5 — *Forma fluido-elástica:* corre sob a acção do seu próprio peso em camadas de mais de 1,5 cm de espessura.

6 — *Forma fluida, espessa:* consistência duma pasta delgada; separando esta parte em duas, estas acabam por juntar-se separadas por um pequeno rego.

7 — *Forma fluida:* corre quase como a água; as partículas maiores separam-se a pouco e pouco.

Os limites que caracterizam os diferentes estados vão designados por *limite líquido,* de *plasticidade* e de *retracção.* A fig. 5 mostra a posição desses limites relativamente aos estados.

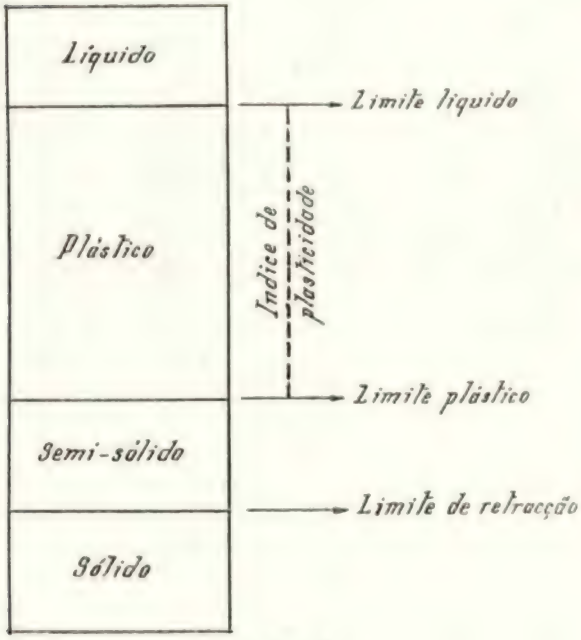


Fig. 5

10 — Limite líquido

O *limite líquido* determina-se pelo aparelho de Casagrande, que descreveremos mais tarde juntamente com a técnica do ensaio, e corresponde ao grau de humidade para o qual o solo é suficientemente fluido para unir na extensão de 1 cm um corte em forma de V feito numa camada de solo colocado no aparelho, para uma série de 25 pancadas.

Interessava-nos sobretudo apreender a significação física deste limite.

Ela é de que os grãos que constituem o solo não têm ainda uma liberdade mútua completa, mas que uma série de vibrações ligeiras é suficiente para as separar. Aumentando a percentagem de água, a superfície superior tende a tornar-se horizontal, o que é, como se sabe, característico dos líquidos.

Assim: para solos sem coesão e não expansivos (areias) o limite líquido indica a percentagem de água que causa uma diminuição tal do atrito que as vibrações do ensaio sejam suficientes para tornar imóveis as partículas. Para solos expansivos e coerentes (argilas) indica qual o grau de expansão suficiente para anular a coesão (que, com veremos resulta neste caso da pressão capilar máxima).

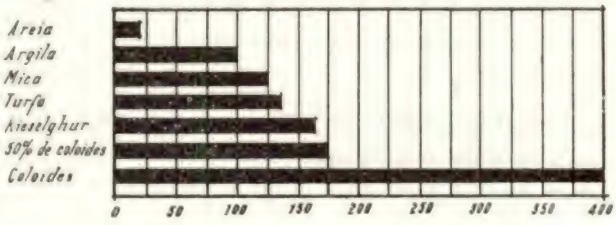


Fig. 6

(Buissor, [41] pág. 42)

A fig. 6 indica os limites líquidos de diferentes terrenos, segundo Hogentogler. A fig. 7 mostra, segundo o mesmo autor, a variação do limite líquido com a percentagem de areia existente no solo.

Em materiais da mesma composição, o limite líquido aumenta à medida que diminuem as dimensões dos grãos. Supondo agora que as dimensões dos grãos são iguais, o limite líquido aumenta com o número de partículas em forma de escama (partículas argilosas). A percentagem de matéria or-

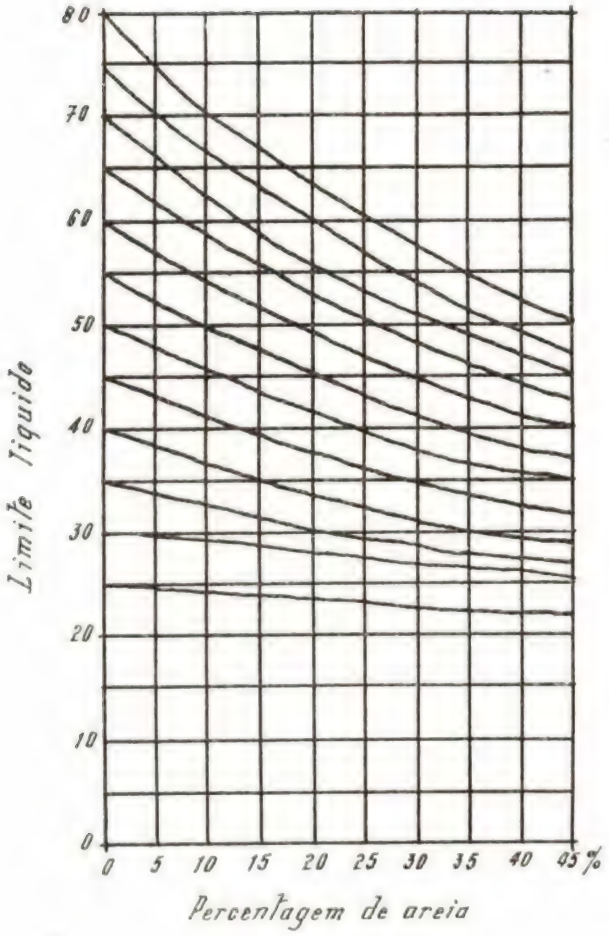


Fig. 7
(Buisson, [41] pág. 142)

gânica tem o mesmo efeito, mas o contrário sucede com o carbonato de cálcio.

11 — Propriedades tixotrópicas da argila

Se depois de colocada a camada de argila no aparelho de Casagrande se deixa passar mais ou menos tempo antes das 25 pancadas, verifica-se que se obtêm valores diferentes para o limite líquido.

Hvorslev (citado em Buisson [41]) estudou sistemàticamente o assunto.

A fig. 8 dá as curvas correspondentes (argila de Viena).

Essas curvas dão para essa argila o número de pancadas necessário para provocar o fecho do V no ensaio, sendo constante em cada curva o tempo de repouso e variável e percentagem de água.

Utilizaram-se coordenadas semi-logarítmicas; as abcissas representam o logaritmo do número de pancadas, e as ordenadas a percentagem de água.

Podem tirar-se as conclusões seguintes:

a) as curvas têm pequena curvatura;
b) para uma mesma percentagem de água, a influência do tempo de repouso é notável sobre o número de pancadas necessário para obter o fecho;
c) Torna-se portanto necessário fixar esse tempo de repouso para que os ensaios sejam comparáveis; no ensaio normal toma-se 1 minuto.

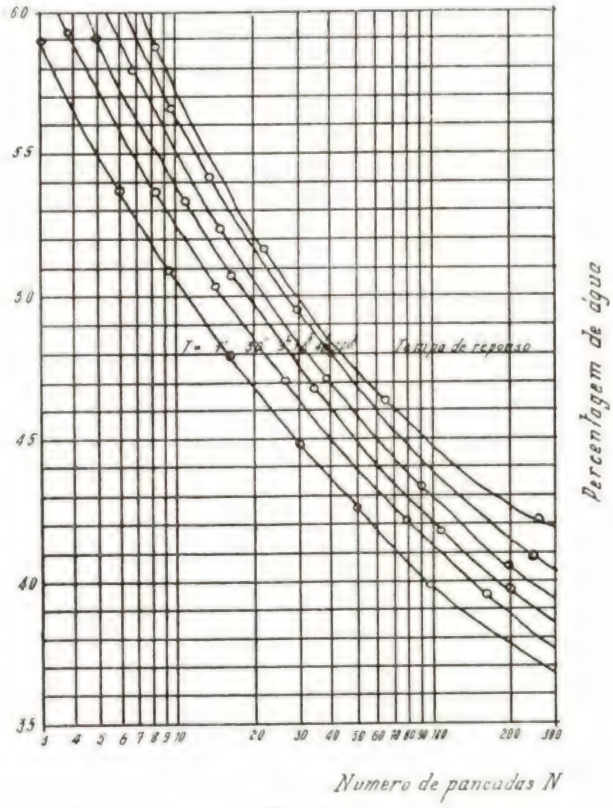


Fig. 8
(Buisson, [41] pág. 217)

Estes factos, bem como a verificação de que diminui a penetração dum cone numa amostra de argila depois de manuseada conforme o tempo de repouso, levam a pôr em evidência a importantíssima propriedade da auto-consolidação da argila.

Isto explica por exemplo porque uma estaca batida em terreno argiloso apresenta

uma maior resistência à penetração quando se retoma a cravação passado algum tempo de repouso — a argila do contorno, que foi perturbada, vai aumentando progressivamente a resistência, mesmo sem variação da percentagem de água.

12 — Limites de plasticidade

É a menor percentagem de humidade (expressa em relação ao solo seco na estufa) para o qual é ainda possível enrolar uma amostra de solo em filamentos cilíndricos de 3 mm de diâmetro, aproximadamente, sem estes se quebrarem.

Chama-se *índice de plasticidade* a diferença entre os limites plástico e líquido.

b) corresponde também ao ponto em que o valor de evaporação da água começa a decrescer;

c) a curva de compressão sem coacção lateral (compressão não limitada) de cubos formados pelo solo apresenta um ponto anguloso correspondente à percentagem de água do limite de plasticidade.

A fig. 9 mostra segundo Hogentogler (citado em Buisson [41]) a variação do índice de plasticidade com a natureza dos solos; a fig. 10 mostra, segundo o mesmo autor, a influência da percentagem de areia. À medida que esta aumenta o índice de plasticidade diminui.

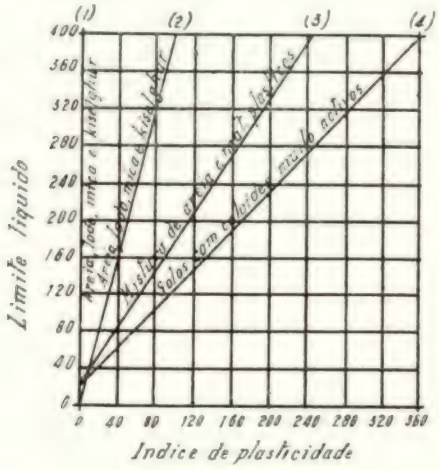


Fig. 9

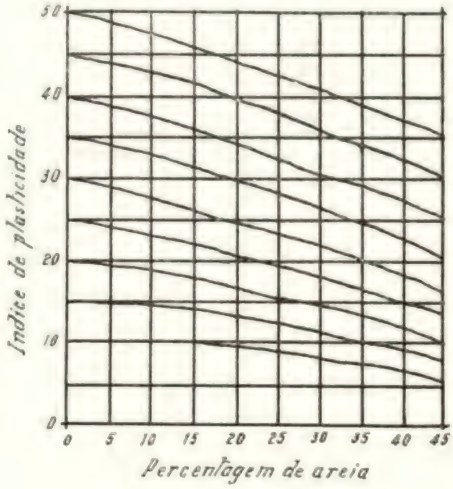


Fig. 10

(Buisson, [41] pág. 158)

Quanto maior for o seu valor, mais susceptível é o solo de suportar mudanças importantes de forma sem mudar sensìvelmente de volume.

Assim o índice de plasticidade define as percentagens de água que correspondem às propriedades plásticas do solo, ou ainda a resistência à compressão em função do grau de humidade.

A experiência permite estabelecer com segurança os seguintes factores:

a) o limite de plasticidade corresponde ao momento em que o coeficiente de permeabilidade diminui bruscamente;

A forma dos grãos é de influência decisiva no índice de plasticidade; quando se mistura areia à argila aquele índice diminui.

Para os solos friáveis, os limites plástico e líquido coincidem; a percentagem de água correspondente ao ponto crítico da curva de compressão anda por 75 % do limite líquido.

Para os solos plásticos, o ponto crítico referido coincide sensìvelmente com o limite de plasticidade.

13 — Limite de retracção

O limite de retracção estabelece a passagem do estado semi-sólido ao sólido e defi-

ne-se como o grau de humidade (expresso como sempre em percentagem do peso do solo seco) para o qual o solo cessa de perder volume mas continua a perder peso.

Atendendo a que no estado seco o grau de humidade é zero e o volume contante, tem-se:

$$\text{limite de retracção} = \frac{\text{índice de vazios}}{\text{peso específico das partículas}} = \frac{1}{\delta_1} - \frac{1}{D} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (15)$$

são capilar passa a partir daí a ser superior à força que seria necessária para produzir uma contracção de volume igual ao volume de água evaporada.

Conclui-se que o limite de retracção depende da compressibilidade e do máximo da pressão capilar; portanto das dimensões e formas dos grãos, por um lado, e da composição da água por outro. A fig. 11 que dá os limites de retracção para diferentes solos, já nos permite concluir que aqueles

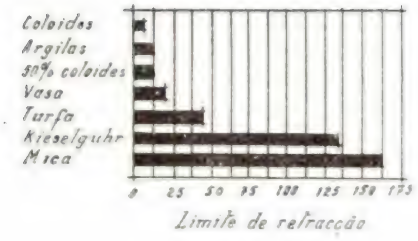


Fig. 11

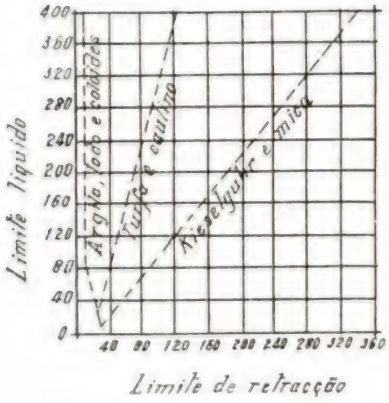


Fig. 12

(Buisson, [41] pág. 159)

Os efeitos de retracção são maiores em argilas de alto limite líquido, dotadas portanto duma percentagem elevada de coloides. Essas argilas são reconhecidas na estação de chuvas pela sua natureza pegajosa e viscosa e na estação seca pelo aparecimento de fendas de retracção.

Vejamos o significado físico da definição que demos.

Suponhamos que o grau de humidade desceu abaixo do limite líquido; a argila passa do estado plástico ao estado semi-sólido, com uma diminuição do volume igual ao volume de água evaporada.

Mas se a percentagem de água continua a diminuir, chega-se a um valor a partir do qual o volume não mais varia, embora o peso continue a diminuir se a evaporação continua. É esse valor que corresponde ao limite de retracção, caracterizado nas argilas pela passagem da coloração de escura a clara. A explicação física é simples; a pres-

que apresentam grãos finos e achatados dão maiores retracções.

A fig. 12 fornece-nos a relação entre os limites líquidos de retracção para os diferentes solos e a fig. 13 a relação entre a percen-

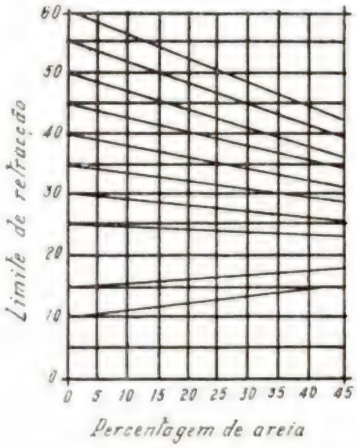


Fig. 13

(Buisson, [41] pág. 159)

tagem de areia e o limite de retracção. Todos estes gráficos são devidos a Hogentogler, citado em Buisson [41].

14 — Índice de liquidez

Para definir a consistência dum solo no seu grau natural de humidade, pode recorrer-se ao *índice de liquidez,* definido por

$$100 \times \frac{\text{grau de humidade natural} - \text{limite plástico}}{\text{limite líquido} - \text{limite plástico}} \quad (16)$$

15 — Relação entre os diferentes limites

Podemos distinguir entre solos friáveis e solos plásticos.

Nos primeiros, o limite de retracção L_R está compreendido entre o limite líquido L_L e 50 °/₀ do seu valor.

Nos segundos, o limite de retracção varia entre 10 e 20 °/₀ do limite líquido.

Não existem relações definidas entre o limite de plasticidade L_P e o limite líquido.

16 — Permeabilidade

É uma das mais importantes características dos solos, traduzindo a propriedade destes se deixarem atravessar pela água. Pode definir-se pelo *coeficiente de permeabilidade k* — altura da coluna de água que passa na unidade de tempo sob um gradiante hidráulico igual à unidade, e através da unidade de superfície duma massa filtrante disposta normalmente ao movimento da água, sendo esse movimento feito em regime permanente.

O coeficiente de permeabilidade figura na lei de Darcy

$$v = k \frac{H}{L} \quad \ldots\ldots \quad (17)$$

ou

$$v = k\,i \quad \ldots\ldots \quad (18)$$

representando por *i* o gradiante hidráulico $\frac{H}{L}$, cociente da carga pelo percurso. Esta lei dá-nos a velocidade *v* de filtração através dum maciço pulverulento.

O caudal passado através duma área A disposta nas condições da definição de *k*, e no tempo *t* será

$$q = A\,k\,i\,t \quad \ldots\ldots \quad (19)$$

Este coeficiente *k* é função da granulometria, e sobretudo da percentagem de finos. Tem as dimensões duma velocidade.

Chamando *diâmetro determinante* d_W aquele que separa a granulometria estudada em dois grupos, dos quais o mais fino representa 10 °/₀ do peso total, podemos definir com Terzaghi e Hazen o cociente (grau de não uniformidade)

$$\frac{d'_W}{d_W}$$

do diâmetro d'_W correspondente à divisão em dois grupos sendo o mais fino 60 °/₀ do peso total, pelo diâmetro determinante d_W.

O coeficiente de permeabilidade varia em sentido inverso do grau de não uniformidade, e proporcionalmente a d_W^2. Quando o grau de não uniformidade diminui, o valor do coeficiente de permeabilidade varia de 60 d_W^2 (d_W expresso em cm.) até 150 d_W^2 quando aquele se aproxima da unidade (solo uniforme) e quando a percentagem de vazios é de 50 °/₀. Assim o coeficiente de permeabilidade é tanto maior quanto menos denso for o solo.

A fórmula de Hazem é

$$v = c\,d_w^2\,i\,(0{,}7 + 0{,}03\,t) \quad \ldots \quad (20)$$

sendo t em graus centígrados.

Segundo Tschebotareff (citado em Navarro e Aracil [6]), os valores de *k* para os diferentes solos são como se segue

Cascalho . . . . k = 5.000 a 50 cm/minuto

Areia . . . . . k = 50 a 0,05 cm/minuto

Areia fina e lodo k = 0,05 a 0,000005 cm/minuto

Argila . . . . . k = 0,000005 a zero cm/minuto

A figura 14 indica a influência da percentagem de finos sobre o coeficiente de permeabilidade.

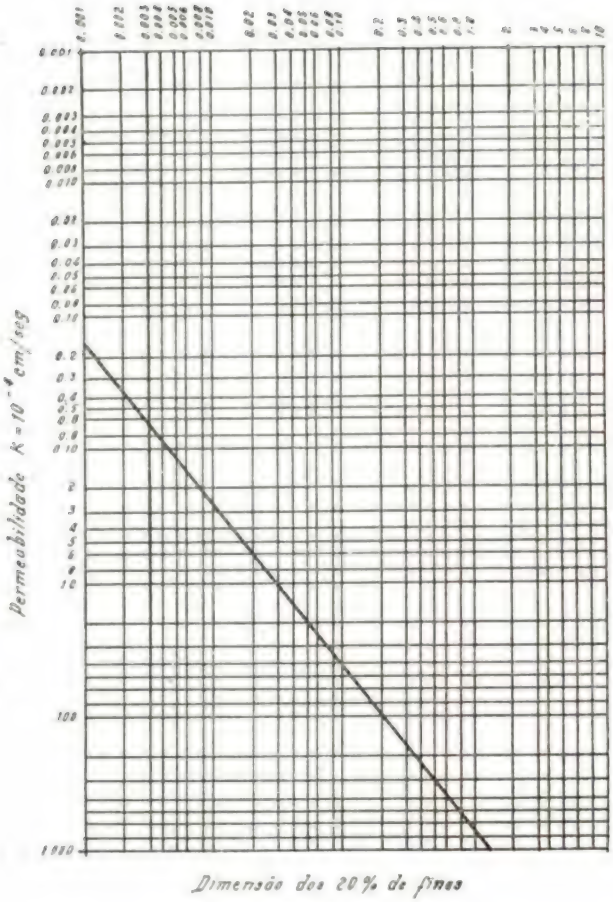


Fig. 14

(Navarro e Aracil [6] pág. 932)

deste. É dado pela equação que adiante justificaremos

$$i = \frac{D - 1}{1 + e} \quad . \; . \; . \; . \; . \quad (21)$$

Uma das causas de rutura em barragens de terra resulta de se exceder este valor.

17 — Índice de absorpção

Indica, em percentagem do solo seco, qual a quantidade de humidade a partir da qual se uma gota tombar sobre a amostra não será *imediatamente* absorvida, ficando pelo contrário à superfície. Corresponde ao «equivalente de humidade de campo» dos laboratórios americanos.

No caso das areias (solos não expansivos) isto só acontece quando os poros estão completamente cheios de água. Para a mica e kieselgur (solos incoerentes mas expansivos) dá-se quando se processou completamente a absorpção por capilaridade. Finalmente para os solos coerentes, basta que a superfície da amostra esteja húmida, o que sucede mesmo antes de terminar a absorpção por capilaridade.

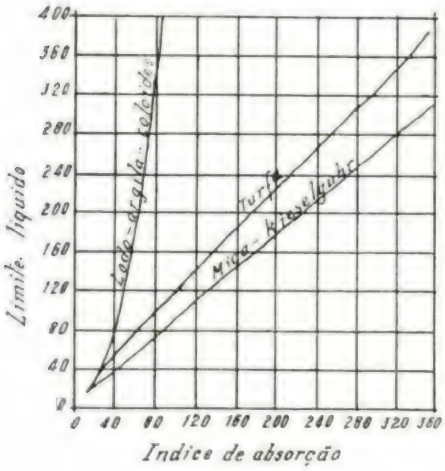


Fig. 15

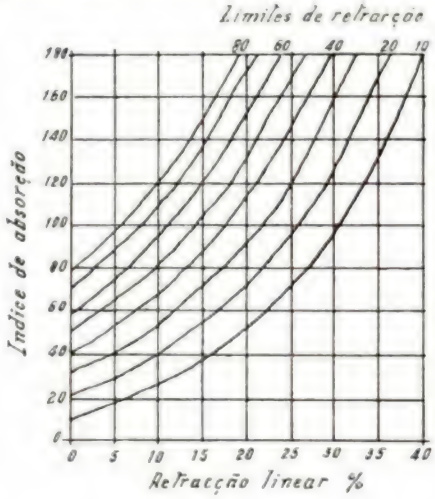


Fig. 16

Buisson, [41] pág. 160 e 161

Existe um gradiante crítico a partir do qual o fluxo ascendente de água através do solo é suficiente para fazer flutuar os grãos

O índice está relacionado por curvas simples com os limites líquido e de retracção, como mostram as figs. 15 e 16.

(Continua)

Solução do problema da distribuição da pressão de espigas cilíndricas de apoio radial

POR A. OBERHÖLZER

Ing. méc.

C. D. 531.2

RESUMO: Apresentação das bases teóricas para determinar analìticamente as pressões exercidas sobre os bronzes de chumaceiras por espigas em repouso. Os resultados estão de acordo com os valores experimentais de Beauchamp Tower (1884).

A discordância existente nesta matéria entre a teoria [1] e a prática [2] levaram o autor a considerar o problema de distribuição da pressão exercida pelas espigas, sob um ponto de vista diferente do que vulgarmente é seguido.

Sabido é, que a pressão entre espiga e bronze não é uniformemente distribuída pela superfície de apoio. Com a espiga em repouso é nula nos pontos *a* e *b* e máxima no ponto *c*, fig. 1. No entanto, admite-se por pressão unitária média:

$$p = P/l \cdot d \qquad (1)$$

sendo:

p — pressão unitária, kg/cm².
P — reacção do apoio ou carga exercida pela espiga no bronze, kg.
l — comprimento de apoio, cm.
d — diâmetro da espiga, cm.

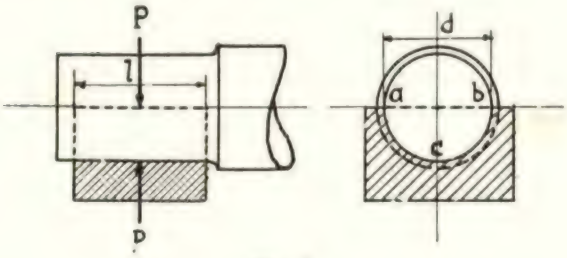


Fig. 1

(1) C. Bach — «Elements de Machines» 1901, pág. 349.
(2) B. Tower — «Engineer» 1884 — 2.º Sem., pág. 434.
As experiências de Tower estão reproduzidas na citada obra de Bach, pág. 351 e seguintes.

Ora, a equação (1) fornece-nos na realidade, ùnicamente a *carga* por unidade da superfície imaginária $l \cdot d$, que é a projecção da superfície de contacto entre a espiga e bronze sobre um plano normal à direcção da carga, mas não o valor da pressão média, pois se assim for, a pressão máxima devia ser $2p$ já que a mínima é zero. Mas, a pressão máxima não é $2p$; segundo Bach, max. p = 1,27 p, ao passo que Beauchamp Tower, já em 1884, obteve por meio de ensaios, max. p = 1,75 p, valor que a Ciência nunca chegou a confirmar. Em face desta divergência vamos expor uma teoria nova, cujos resultados estão de acordo com os valores experimentais de B. Tower.

Para iniciar o nosso estudo, suponhamos que a espiga apoia-se sòmente em dois pontos *A* e *B*, equidistantes dos eixos, fig. 2. Não existindo outros apoios, a espiga descansará em *A* e em *B* com a metade da carga, provocando nos apoios *necessàriamente* reacções verticais da mesma grandeza, que designamos por *V*. Actuando como cunha, a espiga tenderá a separar os apoios em sentido horizontal, o que nos obriga a considerar aplicadas nos apoios, forças horizontais (reacções) para contrariar essa tendência. Aplicando as forças *H*, a espiga ficará em equilíbrio. Também ficará em equilíbrio substituindo *V* e *H* pela sua resultante *N*, em sentido radial, ou seja, normal à superfície, fig. 2.

Ora, conforme às leis da estática gráfica, nada nos impede fazer a decomposição das

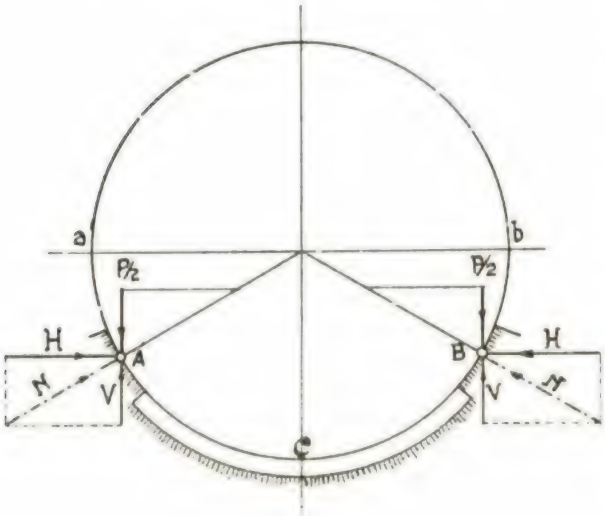


Fig. 2

forças verticais como fizemos na fig. 3, ou seja, numa reacção tangencial T e numa radial N, pois as forças T e N também mantêm a espiga em equilíbrio, o que já não podemos dizer da sua resultante V. Portanto, teòricamente, a decomposição seria

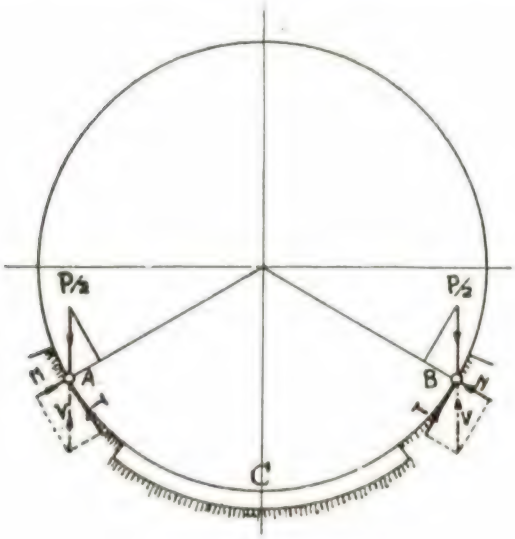


Fig. 3

correcta; pràticamente, não daria resultado, pelo facto de que a reacção tangencial, sendo o produto entre a pressão N e o coeficiente de atrito μ, sòmente podia manifestar-se na grandeza necessária, no caso da fig. 3, sendo μ maior que a unidade. Como nas espigas o atrito é insignificante, oscilando entre 0,1 e 0,003 e menos, podemos concluir que para a espiga sobre dois apoios, só a decomposição das forças conforme a fig. 2 é correcta.

O contrário acontece, se apoiarmos a espiga em mais um apoio *c*, no eixo vertical da espiga, como representamos na fig. 4. É de admitir que a carga se distribua sobre os 3 apoios em proporção à superfície de carga. A carga que actua sobre o apoio *c*, não tem componentes, por actuar normal à superfície de apoio. Se decompusermos as cargas que actuam em A e em B conforme fizemos na fig. 2, obteríamos reacções erradas, pois obteríamos reacções horizontais proporcionais às que obteríamos se o apoio *c* não existisse, quer dizer, como se a espiga actuasse a modo de cunha, quando essa acção é totalmente anulada pelo o apoio em *c*. Também obteríamos nos pontos A e B reacções verticais idênticas às cargas, o que seria outro erro, pois *a espiga não pode descansar em A e em B com o total da carga que corresponde a esses pontos,* bem entendido existindo um apoio em *c! Nesta afirmação,* cuja veracidade mais adiante demonstraremos, *consiste a chave da discordância entre a teoria e a prática.* Calculando as reacções à base deste conceito, obtemos os mesmos resultados que B. Tower obteve nos seus ensaios práticos.

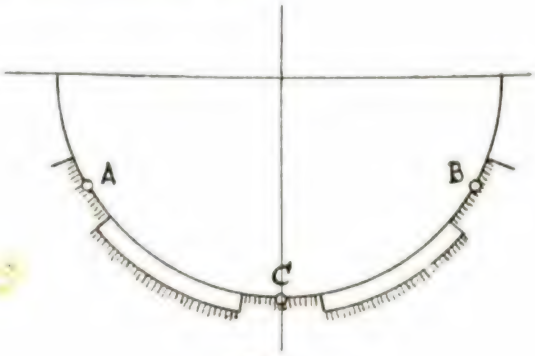


Fig. 4

Pelo que precede vemos, pois, que para a espiga sobre 3 apoios, conf. fig. 4, só é correcta a decomposição das forças verticais em componentes tangenciais e normais à superfície de apoio.

Para demonstrar a afirmação anterior referente às possibilidades de apoio, vamos considerar isoladamente na fig. 5, uma carga qualquer p num ponto de apoio lateral A. Na fig. 5 substituimos essa carga pelas componentes T e N que, sem dúvida, solicitarão o apoio da mesma forma que o faria a carga p. Agora perguntamos: que reacções pode o apoio opor a essa solicitação, se admitirmos $\mu = 0$? Evidentemente só pode opor a reacção N' idêntica a N, devido à carência de atrito para contrariar a carga tangencial T. Esta, no entanto, subsiste, e a sua componente vertical V, que *não encontra apoio em A, terá que ser suportada pelos restantes apoios que houver entre A e B.*

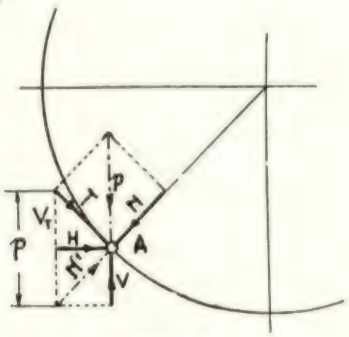


Fig. 5

A reacção N' pode substituir-se pelas componentes H e V, sendo H a pressão horizontal que a espiga produz no bronze, e V a reacção vertical ou seja, *a grandeza da carga com que a espiga pode descansar nesse ponto!*

Aplicando esta teoria ao caso geral da espiga apoiada em meia circunferencia, temos, além do apoio central, infinidade de apoios que não podem suportar a carga que lhes corresponde. Portanto, a distribuição da pressão na superfície de contacto, e a reacção no apoio central, deveriam determinar-se pelo cálculo infinitesimal. No entanto, como o integral, se tal existe, é complicado, como o leitor poderá comprovar por própria tentativa, vamos calcular as pressões duma espiga para um número finito de apoios, à base de dois exemplos concretos, admitindo no primeiro $\mu = 0$ e no segundo $\mu = 0{,}1$ (valor exagerado, para fazer resaltar a influência do atrito).

Seja uma espiga com

$$d = 9 \text{ cm}$$
$$l = 10 \text{ cm}$$
$$P = 2160 \text{ kg}$$

o que, conforme a equação (1), dá por pressão unitária

$$p = P/l \,.\, d = 2160/10 \,.\, 9 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

que é o mesmo valor que serviu de base para os ensaios de Tower.

Do comprimento da espiga basta considerar 1 cm, pois não há motivo para admitir uma variação de pressão no sentido axial, tendo o cuidado de impedir a fuga de óleo nos extremos do bronze. Nos ensaios de Tower aparece uma descida de pressão em ambos os extremos do bronze que, evidentemente, é de atribuir à fuga de lubrificante nesses pontos.

Exemplo n.º 1: $\mu = 0$

Aplicando as cargas $p = 24$ kg/cm² no centro de cada centímetro do diâmetro, fig. 6, e admitindo que actuem concentradas nos pontos de intersecção das suas directrizes com o bronze, podemos calcular analìticamente as reacções que provocam nesses pontos.

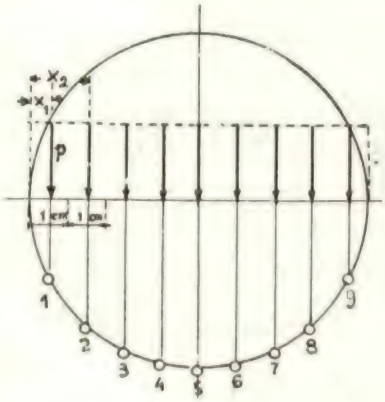


Fig. 6

Em geral, temos, conforme a fig. 7:

$$N = p \,.\, \text{sen } \alpha \qquad (2)$$

$$V = N \,.\, \text{sen } \alpha \qquad (3)$$

ou

$$V = p \,.\, \text{sen}^2 \alpha \qquad (4)$$

$$\text{sen}\ \alpha = y/r\,; \qquad \text{sen}^2\ \alpha = y^2/r^2\,;$$

$$y^2 = r^2 - (r - x)^2 = 2rx - x^2$$

portanto

$$\text{sen}\ \alpha = \frac{\sqrt{2rx - x^2}}{r} \qquad (5)$$

$$\text{sen}^2\ \alpha = \frac{2rx - x^2}{r^2} \qquad (6)$$

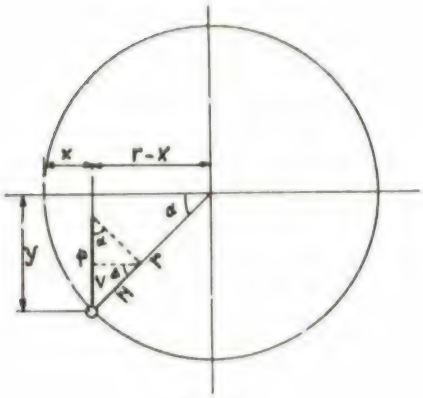


Fig. 7

O que pretendemos calcular para os pontos 1 a 9 são:

as cargas p

as reacções radiais N

e as suas componentes verticais V,

que, sendo as verdadeiras reacções verticais, *revelam a grandeza das cargas com que a espiga pode descansar nos respectivos pontos.*

Conforme as figs. 6 e 7, temos:

raio $r = 4{,}5$ cm; número de apoios $n = 9$

carga distribuída pelo diâmetro:

$$P = p \,.\, n = 24.9 = 216 \text{ kg.}$$

Agora obtemos:

para os pontos *1* e *9*:

$$x_1 = 0{,}5 \text{ cm}$$

$$p_1 = p_9 = P/n = 216/9 \qquad = 24{,}00 \text{ kg}$$

$$N_1 = N_9 = p_1 \,\text{sen}\alpha_1 = p_1 \,.\, \frac{\sqrt{2rx_1 - x_1^2}}{r} =$$

$$= 24 \,.\, 0{,}458 \quad = 11{,}00 \text{ kg}$$

$$V_1 = V_9 = N_1 \,\text{sen}\alpha_1 \qquad = 11 \,.\, 0{,}458 \quad = 5{,}04 \text{ kg}$$

Vemos que a espiga descansará em *1* e *9* só com $V_1 + V_9 = 2 \,.\, 5{,}04 = 10{,}08$ kg em vez de com $p_1 + p_9 = 2 \,.\, 24 = 48{,}00$ kg

A diferença se distribuirá pelos restantes apoios entre *1* e *9*!

Como os valores de cada par de apoios são iguais, mencionaremos, no cálculo das cargas p, sòmente o índice do primeiro dos dois apoios, ou seja, em vez de $V_1 + V_9$, $2V_1$, e obtemos:

para os pontos *2* e *8*:

$$x_2 = 1{,}5 \text{ cm}$$

$$p_2 = p_8 = \frac{P - 2V_1}{n - 2} = \frac{216 - 10{,}08}{9 - 2} \qquad = 29{,}41 \text{ kg}$$

Nos apoios 2 e *8* a carga será de 29,41 kg, em vez de 24 kg que de início se admitiu. Vê-se que vai aumentando à medida da aproximação do apoio central.

$$N_2 = N_8 = p_2 \,.\, \text{sen}\alpha_2 = p_2 \,.\, \frac{\sqrt{2rx_2 - x_2^2}}{r} =$$

$$= 29{,}41 \,.\, 0{,}747 \quad = 21{,}95 \text{ kg}$$

$$V_2 = V_8 = N_2 \,.\, \text{sen}\alpha_2 \qquad = 21{,}95 \,.\, 0{,}747 \quad = 16{,}40 \text{ kg}$$

Nos pontos 2 e *8* a espiga descansará com $2 \,.\, 16{,}4 = 32{,}80$ kg

em vez de com $2 \,.\, 29{,}41 = 58{,}82$ kg

A diferença será suportada pelos restantes apoios entre *2* e *8*.

Anàlogamente obtemos:

para os pontos *3* e *7*:

$$x_3 = 2{,}5 \text{ cm}$$

$$p_3 = p_7 = \frac{P - (2V_1 + 2V_2)}{n - 4} \qquad = 34{,}62 \text{ kg}$$

$N_3 = N_7 = p_3 \,.\, \text{sen}\alpha_3 = 34{,}62 \,.\, 0{,}895 = 31{,}00$ kg

$V_3 = V_7 = N_3 \,.\, \text{sen}\alpha_3 = 31 \quad .\, 0{,}895 = 27{,}8$ kg

para os pontos *4* e *6* :

$$x_4 = 3{,}5 \text{ cm}$$

$$p_4 = p_6 = \frac{P-(2V_1+2V_2+2V_3)}{n-6} = 39{,}17 \text{ kg}$$

$N_4 = N_6 = p_4 \,.\, \text{sen}\alpha_4 = 39{,}17 \,.\, 0{,}975 = 38{,}20$ kg

$V_4 = V_6 = N_4 \,.\, \text{sen}\alpha_4 = 38{,}2 \quad .\, 0{,}970 = 37{,}25$ kg

Somando as reacções *V* calculadas, obtemos $\Sigma V = 172{,}98$ kg, que é a carga que pode ser suportada pelos apoios laterais. A diferença para 216 kg, ou sejam 43,02 kg, é a carga a suportar pelo apoio central *5*, de modo que temos

$$max.^{o}\ p = 43{,}02\ kg/cm^2$$

É claro que este valor não é bem exacto. Considerámos no cálculo precedente um número *ímpar* de apoios. O mesmo cálculo, considerando um número *par* de apoios, dá por resultado max.° $p = 41{,}6$ kg/cm². Esta diminuição deve-se ao facto de que, considerando um número ímpar de apoios, temos explìcitamente uma carga e um apoio no centro, ao passo que um número par de apoios considera implìcitamente o apoio central. Neste último caso, as duas últimas cargas a decompor, contíguas ao apoio central, encontram-se proporcionalmente mais próximos do mesmo que com um número ímpar de apoios, aliviando, portanto, a carga central.

Repetindo o cálculo considerando em vez de 9, 18 pontos de apoio, obtemos

$$\text{max.}^{o}\ p = 40{,}8 \text{ kg/cm}^2 \quad (1{,}7\ p)$$

Tower obteve

$$\text{max.}^{o}\ p = 41{,}9 \text{ kg/cm}^2 \quad (1{,}75\ p)$$

Como prova suplementar da lógica do nosso cálculo mencionamos que Tower obteve em média por pressão normal à distância r/2 do eixo vertical

$$N = 28{,}3 \text{ kg/cm}^2 \quad (1{,}18\ p),$$

correspondendo a este valor o nosso

$$N = 28{,}5 \text{ kg/cm}^2 \quad (1{,}187\ p)$$

conforme fig. 8.

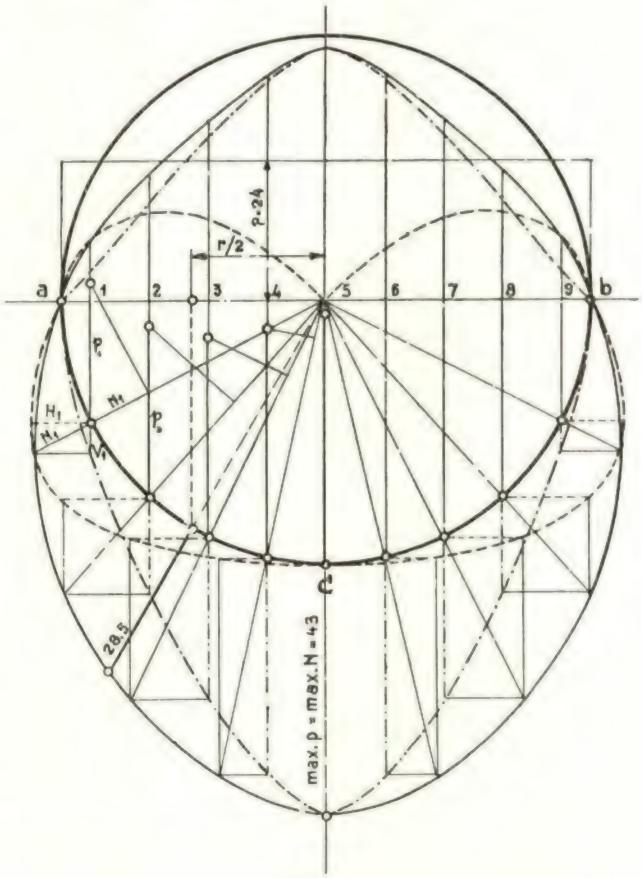


Fig. 8

——— pressões normais N

– – – pressões horizontais H

–.–.– reacções verticais ou cargas admissíveis V

Nota: Na parte superior da fig. 8, as pressões estão aplicadas ao diâmetro.

Não podemos pretender uma coincidência exacta entre os valores obtidos por cálculo numa espiga em repouso, e os obtidos por via experimental numa espiga em rotação. — A confirmação teórica dos valores expe-

rimentais 65 anos após a execução dos ensaios, tem mais valor científico do que prático, pelo que uma pequena divergência perde de importância.

Consideremos agora a influência do atrito.

Exemplo n.º 2:

A mesma espiga, com um coeficiente de atrito $\mu = 0{,}1$.

Vemos, na fig. 9, que, devido ao atrito, o apoio opõe uma reacção tangencial do valor

$$T' = N\mu \qquad (7)$$

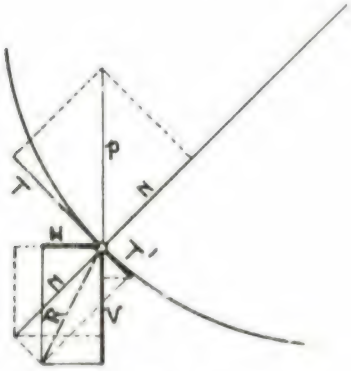


Fig. 9

A decomposição da resultante R de T' e N mostra que, com atrito, a reacção horizontal H do apoio vem diminuída do valor da componente horizontal de T', ao passo que a reacção vertical V vem aumentada do valor da componente vertical de T'. Para o nosso cálculo interessam ùnicamente as reacções verticais.

A reacção vertical total do apoio, ou seja a componente vertical de R é

$$V = V_N + V_T = N \,.\, \text{sen}\alpha + N \,.\, \mu \,.\, \cos\alpha$$

ou

$$\boxed{V = N\,(\text{sen}\alpha + \mu \cos\alpha)} \qquad (8)$$

Sendo os ângulos idênticos aos do 1.º exemplo, e o procedimento de cálculo análogo, podemos abreviar, expondo ùnicamente os valores mais importantes que confrontaremos com os da espiga sem atrito.

Assim temos:

Nos pontos *1* e *9*:	Com atrito kg.	Sem atrito kg
$\alpha_1 = 27^\circ\ 10'$; sen $\alpha_1 = 0{,}458$; cos $\alpha_1 = 0{,}888$		
$p_1 = P/n$	= 24,00	24,00
$N_1 = p_1$ sen α_1	= 11,00	11,00
$V_1 = N_1$ (Sen $\alpha_1 + \mu$ cos α_1)	= 6,01	5,04
Nos pontos *2* e *8*:		
$\alpha_2 = 48^\circ\ 20'$; sen $\alpha_2 = 0{,}747$; cos $\alpha_2 = 0{,}665$		
$p_2 = (P - 2V_1) / (n - 2)$	= 29,14	29,41
$N_2 = p_2$ sen α_2	= 21,75	21,95
$V_2 = N_2$ (sen $\alpha_2 + \mu$ cos α_2)	= 17,70	16,40
Nos pontos *3* e *7*:		
$\alpha_3 = 63^\circ\ 30'$; sen $\alpha_3 = 0{,}895$; cos $\alpha_8 = 0{,}446$		
$p_3 = (P - 2V_1 - 2V_2) / (n - 4)$	= 33,71	34,63
$N_3 =$	= 30,20	31,00
$V_3 =$	= 28,39	27,60
Nos pontos *4* e *6*:		
$\alpha_4 = 77^\circ\ 10'$; sen $\alpha_4 = 0{,}975$; cos $\alpha_4 = 0{,}222$		
$p_4 = (P - 2V_1 - 2V_2 - 2V_3) / (n - 6)$	= 37,27	39,17
$N_4 =$	= 36,35	38,20
$V_4 =$	= 36,20	37,25
$\Sigma V = 176{,}6$ kg; $p_5 = 216 - 176{,}6$	= 39,40	43,02
max.º p = 39,4 kg		
$100\ \dfrac{39{,}4 - 24}{24} = 64{,}2\ \%$		
max.º p = 1,64 p	(1,64 p)	(1,79 p)

É lógico que, quanto maior o atrito, maiores serão as possibilidades de apoio nos pontos laterais e, portanto, menor a pressão máxima no apoio central.

O mesmo cálculo, à base de um coeficiente de atrito $\mu = 0{,}027$, dá-nos, para o mesmo número de apoios:

$$\text{max.}^\circ\ p = 42 \text{ kg} \sim 1{,}75\ p$$

o que é quase o valor que obtivemos com $\mu = 0$. Portanto, podemos concluir que o atrito insignificante duma chumaceira em boas condições (nos ensaios de Tower $\mu = 0{,}00168$) pouca influência tem sobre a distribuição da pressão.

CRISTALIZAÇÃO

PELO ENG.º QUÍMICO INDUSTRIAL LUÍS A. DE ALMEIDA ALVES

Assistente do I. S. T.

C. D. 66.066.4

Introdução

A cristalização consiste em separar uma substância dissolvida, por saturação da solução o que se consegue por arrefecimento ou por evaporação do dissolvente. O fenómeno da cristalização começa pela formação de pequenos cristais que têm o nome de *núcleos de cristalização* os quais vão aumentando de volume à medida que a cristalização prossegue; sendo assim, dá-se um transporte da substância dissolvida da massa do líquido para os núcleos de cristalização, o que só é possível, como se sabe da Extracção ([1]), se existir uma diferença de concentrações entre a massa do líquido e a superfície dos cristais formados. A cristalização aparece, portanto, como um fenómeno inverso da dissolução; mas, como vimos ([2]), a concentração na superfície de separação tem o valor c_0 correspondente à solução saturada, e, por consequência, para que a cristalização seja possível é necessário que a concentração c na massa do líquido seja superior a c_0. Pode concluir-se, pois, que, durante a cristalização, a solução está sobresaturada e a quantidade de substância que cristaliza na unidade de tempo será, pela expressão conhecida ([2]),

$$\frac{dq}{dt} = h\,(c - c_0)\,d\,S$$

Deve notar-se que esta expressão se refere à difusão através de um film líquido, admitindo, portanto, que não há resistência à difusão a seguir à superfície de separação; esta hipótese não é, no entanto, verdadeira visto que a experiência demonstra que as diferentes faces dos cristais têm velocidades de crescimento diferentes o que não aconteceria se só existisse a resistência devida ao film de líquido. Na prática, não se sabe, inclusivamente, se $\frac{dq}{dt}$ é uma função linear da diferença de concentrações e, por isso, é costume exprimir o valor de $\frac{dq}{dt}$ pela expressão

$$\frac{dq}{dt} = K\,f\,[(c - c_0)]\,d\,S\,,$$

ou

$$\frac{dq}{dt} = K\,f\,[(c - c_0)]\,S\,,$$

sendo S a superfície total do cristal num dado instante.

Do que se disse anteriormente pode concluir-se que a cristalização consiste, em primeiro lugar, na formação dos núcleos de cristalização *(nucleação)* seguida do *crescimento* dos núcleos formados, o que exige o conhecimento de c, de K e de forma da função f. Os estudos feitos até agora, são bastante incompletos; por esta razão, o presente artigo destina-se principalmente, a expor a posição actual do estudo do problema, dando, assim, elementos para a consulta dos artigos de revistas que venham a ser publicados.

([1]) «Técnica», n.º 184, pág. 1006

([2]) «Extracção», «Técnica» n.º 84, pág. 1005

CAPITULO I

FORMAÇÃO DOS NÚCLEOS DE CRISTALIZAÇÃO

O fenómeno da formação dos núcleos de cristalização é de certo modo, semelhante ao da activação das moléculas o qual já é conhecido. [1] Sabe-se que a relação entre o número de moléculas n que têm uma energia igual ou superior a E e o número total n_t é dada pela expressão

$$\frac{n}{n_t} = C e^{-\frac{E}{RT}}$$

No caso da cristalização, a relação $\frac{n}{n_t}$ é substituída pelo número N de núcleos formados por unidade de volume e unidade de tempo; a energia E é decomposta na soma $E = E_D + E_f$, sendo E_D e E_f as energias necessárias respectivamente para a difusão e para a formação dos cristais; finalmente, é costume substituir R em função da constante de Boltzmann k (sendo, como se sabe [2], $R = k\ N_a$, sendo N_a o número de Avogadro e $k = 1{,}38 \times 10^{-16}$ erg. gK^{-1}. mol^{-1} [3]).

Fazendo $\frac{E_D}{N_a} = Q$ e $\frac{E_t}{N_a} = A$, vem

$$N = Ce^{-\frac{Q}{kT}} . e^{-\frac{A}{kT}},$$

expressão que tem o nome de fórmula de Becker [4].

No estado actual dos conhecimentos sobre cristalização, não é possível estabelecer valores para C, Q e A e por isso, esta fórmula tem, fundamentalmente, um valor qualitativo. Com efeito, do que se disse anteriormente, pode concluir-se que o trabalho A aumenta à medida que a sobre saturação diminui, sendo infinito quando a solução estiver saturada; portanto, o termo $e^{-\frac{A}{RT}}$ diminui até se anular, quando se atinge a saturação. Por outro lado, o valor de Q varia pouco com a temperatura o que significa que o termo $e^{-\frac{Q}{kT}}$ diminui com a temperatura; mas, como, em geral, a sobresaturação aumenta quando a temperatura diminui, pode concluir-se que $e^{-\frac{Q}{kT}}$ diminui à medida que aumenta a sobresaturação.

Da variação das exponenciais com a sobresaturação pode tirar-se, como conclusão final, que há um valor de T (ou o que é o mesmo da sobresaturação) para o qual N tem um valor máximo.

Quanto maior for o valor de N, menor será o tamanho dos cristais formados e, portanto, a cada valor da sobresaturação corresponde uma dimensão de cristais que tem o nome de *tamanho crítico;* nas condições usuais de trabalho, o tamanho crítico é tanto menor quanto maior for a sobresaturação o que corresponde à noção corrente de que, quanto mais rápida é a cristalização, menor é o tamanho dos cristais formados.

Estas considerações têm relativamente pouco interesse prático porque não há dados suficientes sobre os diferentes dados que intervêm no problema. Na prática, a cristalização efectua-se em soluções nas quais se espalham núcleos de cristalização já formados e sobre os quais prossegue a formação dos cristais.

O tamanho desses núcleos pode ser conhecido efectuando uma análise granulométrica, mediante a qual se determina a percentagem dos cristais que passam através do peneiro de uma dada abertura mas não passam através do peneiro de abertura imediatamente inferior. Esta análise tem o nome de *composição granulométrica diferencial;* marcando em ordenadas a abertura do peneiro através do qual não passa cada uma das fracções dos cristais (escala Tyler) e em abscissas a respectiva percentagem,

---

(1) Química Inorgânica e Princípios de Química-Física — Cinemática Química.

(2) Física Geral e Experimental — Teoria Cinética dos Gases.

(3) Ver «Secagem», «Técnica» n.º 192, pág. 461.

(4) Ver artigo «Cristalization» de W. L. Mc. Cabe, publicado na revista «Industrial and Engineering Chemistry», Janeiro de 1946, pág. 18.

obtém-se uma série de pontos que podem ser ligados entre si constituindo uma curva contínua (fig. 1)

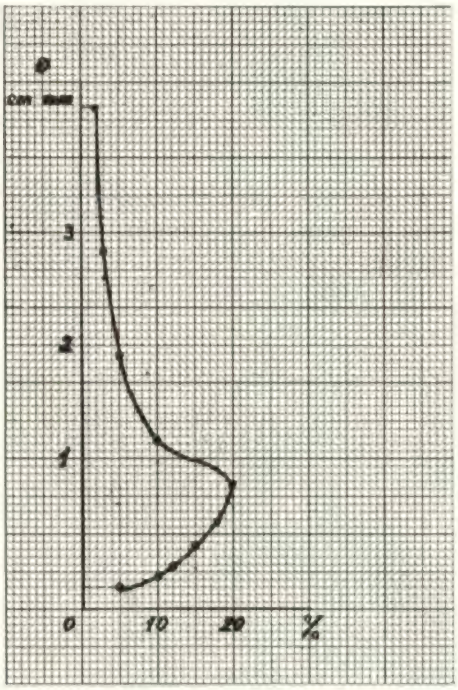


Fig. 1

Esta figura corresponde à composição granulométrica indicada no quadro I

QUADRO I

Abertura dos peneiros	Percentagem
Acima de 6 malhas	2 %
Entre 6 e 8 malhas . . .	3 %
Entre 8 e 10 malhas . . .	5 %
Entre 10 e 14 malhas . . .	10 %
Entre 14 e 20 malhas . . .	20 %
Entre 20 e 28 malhas . . .	18 %
Entre 28 e 35 malhas . . .	15 %
Entre 35 e 48 malhas . . .	12 %
Entre 48 e 65 malhas . . .	10 %
Entre 65 e 100 malhas . . .	5 %

Na prática, tem mais interesse estabelecer a *composição granulométrica cumulativa* que consiste em determinar a percentagem total q que não passa através de cada peneiro de abertura D; nestas condições, a análise anterior dará os resultados do quadro II

QUADRO II

Abertura dos peneiros	Percentagem
Acima de 6 malhas . . .	2 %
Acima de 8 malhas . . .	5 %
Acima de 10 malhas . . .	10 %
Acima de 14 malhas . . .	20 %
Acima de 20 malhas . . .	40 %
Acima de 28 malhas . . .	58 %
Acima de 35 malhas . .	73 %
Acima de 48 malhas . . .	85 %
Acima de 65 malhas . . .	95 %
Acima de 100 malhas . . .	100 %

A curva correspondente, cuja equação é $D = \phi(q)$ é a que se indica na figura 2.

CAPÍTULO II

CRESCIMENTO DOS CRISTAIS

a) *Princípio geral*

Consideremos um cristal em que L é uma das dimensões lineares. Se o cristal tem n faces, as massas que se formam sobre cada face serão, respectivamente, a partir da expressão já apresentada,

$$\frac{dq_1}{dt} = K_1 S_1 f[(c - c_0)]$$

$$\frac{dq_2}{dt} = K_2 S_2 f[(c - c_0)]$$

. . . . . .

$$\frac{dq_n}{dt} = K_n S_n f[(c - c_0)]$$

Exprimindo $S_1, S_2 \ldots S_n$ como fracções $a_1, a_2 \ldots a_n$ de S, somando as expressões anteriores e notando que

$$\frac{dq_1}{dt} + \frac{dq_2}{dt} + \ldots + \frac{dq_n}{dt} = \frac{dq}{dt},$$

ter-se-á

$$\frac{dq}{dt} = (K_1 a_1 + K_2 a_2 + \dots + K_n a_n) f[(c - c_0)] S$$

Utilizando as expressões da Moagem [1], ter-se-á

$$S = k L^2$$

$$q = \rho V = \frac{\rho L^3}{\alpha}$$

Portanto

$$\frac{dq}{dt} = \frac{3\rho}{\alpha} L^2 \frac{dL}{dt}$$

Integrando, ter-se-á

$$L - L_0 = \int_0^t K f[(c - c_0)] dt$$

Como o segundo membro não contém L o valor da diferença $\Delta L = L - L_0$ é independente do valor inicial L_0; portanto, pode concluir-se que qualquer que seja o tamanho inicial dos cristais, o crescimento das faces homólogas é sempre o mesmo; nestas condições, a partir da análise granulométrica dos núcleos, é possível determinar a composição granulométrica dos cristais formados.

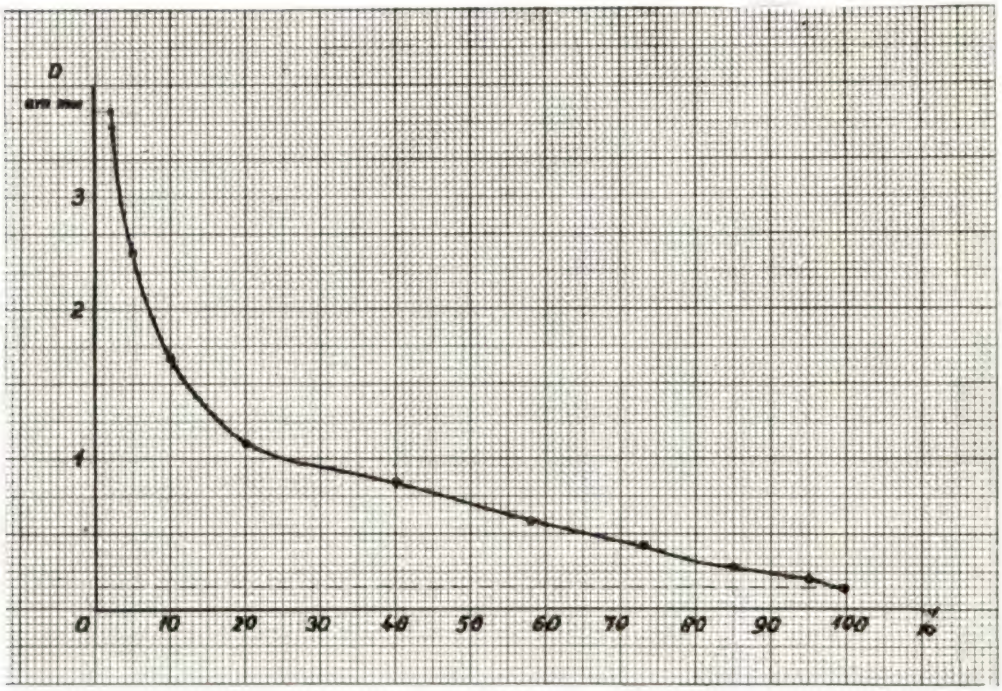


Fig. 2

Substituindo S e $\frac{dq}{dt}$ pelos seus valores em função de L ter-se-á

$$\frac{dL}{dt} = \frac{\alpha k (K_1 a_1 + K_2 a_2 + \dots + K_n a_n) f[(c - c_0)]}{3\rho} = K f[(c - c_0)],$$

representando por K, a fracção

$$\frac{\alpha k (K_1 a_1 + K_2 a_2 + \dots + K_n a_n)}{3\rho}.$$

(1) «Técnica», n.º 180, págs. 743 e 744.

b) *Determinação das dimensões dos cristais formados*

Para resolver o problema é necessário exprimir o valor de D em função de L. Como vimos [1], estabelece-se um coeficiente de proporcionalidade entre L e D e, portanto,

$$L_2 = \frac{D}{s}$$

(1) «Peneiração», «Técnica» n.º 183, pág. 947.

Consideremos um ponto para o qual $D = D_1$; será

$$L_1 = \frac{D_1}{s}$$

Quando o cristal aumentar e passar ao valor L_2, será

$$L_2 = \frac{D_2}{s} ,$$

ou

$$L_2 - L_1 = \frac{1}{s} (D_2 - D_1)$$

ou, ainda

$$\Delta L = \frac{1}{s} \Delta D$$

Como ΔL é constante para todos os cristais e s é uma constante será ΔD constante e portanto, a análise granulométrica cumulativa dos cristais obtidos é uma curva que se obtém a partir da dos núcleos, aumentando as ordenadas de todos os pontos do comprimento ΔD. O aspecto das duas curvas é o indicado na figura 3.

Nestas condições as massas elementares dq e dq_c dos núcleos e cristais são proporcionais aos cubos dos valores de D correspondentes ou seja

$$\frac{dq}{D^3} = \frac{dq_c}{(D + \Delta D)^3}$$

ou

$$q_c = \int_0^{100} \left(1 + \frac{\Delta D}{D}\right) dq$$

Este integral calcula-se gràficamente a partir da curva $D = \phi(q)$. A única dificuldade consiste em fixar o valor de ΔD o que se consegue por tentativas, de tal modo que o valor de q_c obtido seja igual ao que se calcula a partir do conhecimento da solubilidade dos cristais.

A quantidade q_1 de cristais que se obtém por arrefecimento e evaporação da solução calcula-se a partir das quantidades iniciais m_0 e m'_0 respectivamente da substância dissolvida e do dissolvente, e da solubi-

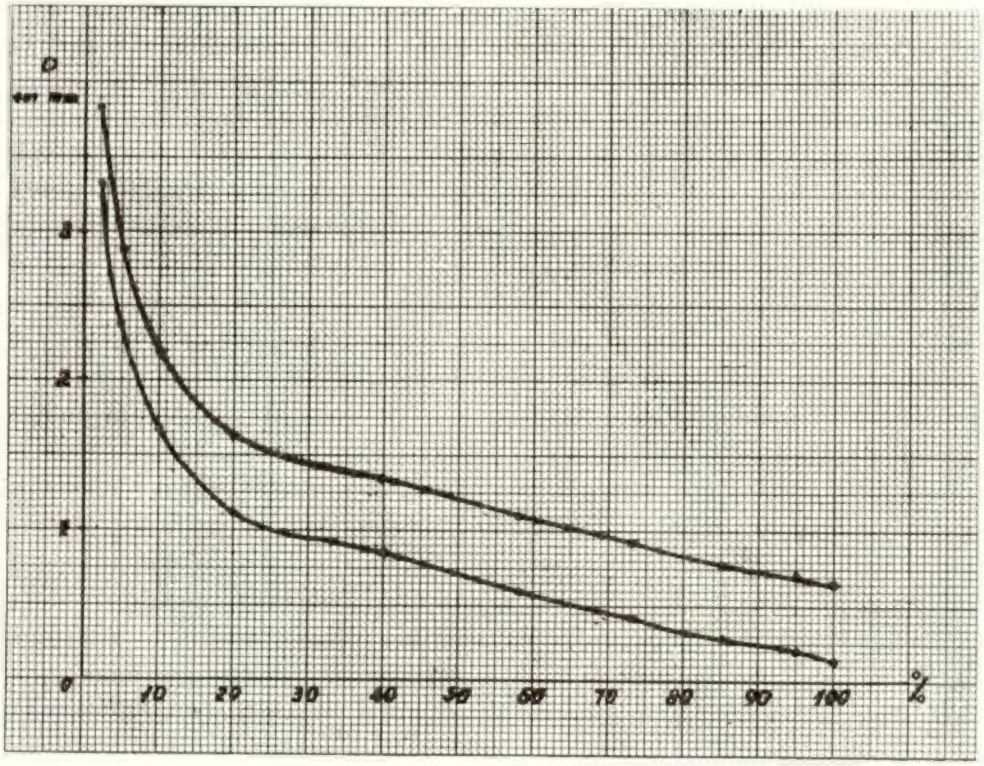


Fig. 3

lidade S (massa de substância dissolvida existente na massa 100 do dissolvente) à temperatura final; se for E a massa de dissolvente evaporada, será

$$q_1 = m' - \frac{S(m_0 - E)}{100}$$

Pode acontecer, porém, que os cristais se formem com água de cristalização; nestas condições, a massa de cristais obtidos será R vezes superior a q, sendo R a relação entre as massas moleculares do composto hidratado e anidro. Deve notar-se, no entanto, que a quantidade de água à qual os cálculos têm de ser referidos é inferior a 100, porque há que contar com a quantidade necessária para a hidratação da quantidade S e que será S (R — 1), visto que (R — 1) é a massa de água de hidratação por unidade de massa do composto anidro; sendo assim, a quantidade de água efectiva será 100 — S (R — 1), pelo que a expressão final de q_1 será

$$q_1 = \frac{100\,q}{100 - S(R-1)} \left[m_0 - \frac{S(m'_0 - E)}{100} \right]$$

Se, no instante inicial, houver uma massa q_0 de núcleos, a massa total obtida, será

$$q_t = q_0 + q_1 \,.$$

Como q_c é a massa obtida a partir da massa 100 de núcleos, será

$$q_c = 100\,\frac{q_t}{q_0} \,.$$

Calculando este valor e fixando ΔD de modo a obter o mesmo valor para o integral, fica o problema resolvido; resta sòmente traçar a curva da análise granulométrica dos cristais obtidos, somando a ordenada ΔD à curva da análise granulométrica dos núcleos [1].

[1] Ver, por exemplo, o problema publicado no livro «Elements of Chemical Engineering», de Badger and Mc Cabe, 2.ª edição, pág. 452.

A partir desta curva determina-se a composição granulométrica diferencial. Por exemplo, no caso da figura 3, ter-se-ão os resultados do quadro III.

QUADRO III

Abertura dos peneiros	Composição cumulativa	Composição diferencial
Acima de 6 malhas	3,5 %	3,5 %
Entre 6 e 8 malhas . . .	8 %	4,5 %
Entre 8 e 10 malhas . . .	19 %	11 %
Entre 10 e 14 malhas . . .	58 %	39 %
Entre 14 e 20 malhas . . .	78 %	20 %
Entre 20 malhas e 0,65 mm	100 %	22 %
Entre 0,65 mm e 35 malhas	—	—
Entre 35 e 48 malhas . . .	—	—
Entre 48 e 65 malhas . . .	—	—
Entre 65 e 100 malhas . . .	—	—

c) *Trocas caloríficas*

As quantidades de calor que intervêm na cristalização são a de arrefecimento e a de cristalização. A primeira calcula-se a partir do calor específico e da diferença de temperatura; a segunda é aproximadamente igual ao calor de dissolução, mas com sinal contrário. Os calores de dissolução encontram-se em tabelas [1].

CAPITULO III

APARELHAGEM UTILIZADA

Os cristalizadores classificam-se em 3 tipos: Descontínuos, contínuos e de vácuo.

a) *Cristalizadores descontínuos*

São constituídos por tanques em que se lança uma solução saturada, efectuando-se a cristalização por arrefecimento e vaporização. O arrefecimento pode ser natural ou forçado; em qualquer dos casos pode efectuar-se ou não uma agitação do líquido. Deve notar-se que o arrefecimento forçado

[1] Por exemplo, «Chemical Engineers' Handbook», de J. Perry, 2.ª edição, págs. 1800 a 1807 e «Handbook of Chemistry», de Norbert Lange, págs. 1477 a 1485.

por meio de tubos dentro dos quais circula água fria não é muito eficaz porque os cristais formam-se sobre esses tubos e reduzem o coeficiente de transmissão de calor.

As dimensões dos tanques dependem de quantidade de líquido. O tempo de cristalização depende das velocidades de arrefecimento e de vaporização que não podem ser determinadas com rigor; na prática a cristalização demora 2 a 10 dias.

A capacidade de um tanque é de ordem de grandeza de 2 a 4 toneladas de cristais.

b) *Cristalizadores contínuos*

Os cristalizadores contínuos mais utilizados são a dos tipos Wulff-Bock e Swenson-Walker. O primeiro é constituído por um canal inclinado montado sobre roletes e ao qual se dá um movimento de oscilação; a alimentação é contínua e o arrefecimento faz-se por convecção natural.

O cristalizador Swenson-Walker é o mais importante e é constituído por uma caixa do tipo das dos transportadores de parafuso na qual se move uma série de espiras que efectuam o arrastamento dos cristais. Esta caixa tem uma dupla parede na qual circula água de arrefecimento em contra corrente.

O comprimento calcula-se a partir da quantidade de calor Q que intervém na cristalização; com efeito se for S a área de transmissão de calor por unidade de comprimento do cristalizador e K_c o coeficiente de transmissão total, será

$$K_c \, S \, L \, \Delta_m = Q \, ,$$

sendo Δ_m a média logarítmica de $\Delta\theta_1$ e $\Delta\theta_2$ (1).

(1) Ver artigo sobre «Secagem», Técnica n.º 192, pág. 468.

Portanto

$$L = \frac{Q}{K_c \, S \, \Delta_m}$$

Em geral o diâmetro de caixa é de cerca 0,6 m, $S = 0{,}3 \ m^2/m$ e $K_c = 50$ a 125 gc. m^{-2}. $hora^{-1}$. $grau^{-1}$. Normalmente, o cristalizador é constituído em troços de cerca de 3 metros (10 pés).

As capacidades usuais oscilam entre 5 a 40 toneladas por dia.

c) *Cristalizadores de vácuo*

Nestes cristalizadores, o arrefecimento e simultâneamente alguma evaporação obtém-se lançando a solução a cristalizar num cilindro vertical de base cónica no qual se faz o vácuo por meio de um ejector; o abaixamento do ponto de ebulição dá origem a uma vaporização adiabática.

Fazendo nm raciocínio análogo ao anterior (pág. 650), demonstra-se que a quantidade de dissolvente evaporado E, tem o valor

$$E = \frac{(m_0 + m'_0) \, c \Delta t \, [100 - S(R-1)] + Q \, R \, (100 m_0 - S m'_0)}{\lambda \, [100 - S(R-1)] - Q \, R \, S} \, ,$$

sendo c e λ os calores específico e latente da solução, Δt a diferença de temperaturas entre a entrada e a saída da solução e Q o calor de cristalização.

A capacidade destes cristalizadores é muito grande, podendo exceder 20 toneladas por hora.

BIBLIOGRAFIA

«Elements of Chemical Engineering», de Badger e McCabe.

«Chemical Engineers' Handbook», de J. Perry

AOS NOSSOS ASSINANTES

Devido ao grande desenvolvimento técnico registado nos últimos anos, quer em novas teorias, quer em numerosas e importantes realizações, e à necessidade da sua divulgação, a Direcção da «Técnica» resolveu passar a fazer sair o número de Outubro da Revista, com o que esperamos corresponder ao interesse dos nossos leitores.

Este passo em frente é também consequência do aumento de expansão e prestígio da nossa Revista no meio técnico e científico do País.

DO ENGENHEIRO E SUA DEFINIÇÃO

C. D. 331 : 62 : 34

Do Sr. Arquitecto Keil Amaral recebemos a carta que a seguir publicamos:

Ex.mo Senhor Director da Revista «Técnica»

Li com bastante curiosidade o artigo — «*Do Engenheiro e sua definição*» — publicado no n.º 193 da Revista que V. Ex.ª dirige e, embora me pareça evidente a boa fé do autor, julgo que seria vantajoso tentar esclarecer aquelas passagens do artigo que dizem respeito ao arquitecto e àquilo em que, supostamente, consiste a sua profissão.

A isso venho, com esta carta. Não a levantar polémica, ou a protestar entenda-se bem. Apenas a tentar contribuir para o esclarecimento de um assunto que a força das circunstâncias tem tornado bastante confuso, na nossa Terra e que o artigo em causa ainda tornou, porventura, um pouco mais.

Haverá na «Técnica» lugar para a minha carta? Julgo que ela não será de todo inútil, até para os seus leitores habituais e, por isso, ouso esperar que sim.

É nessa espectativa que vou tentar dar corpo ao meu arrazoado.

Com o propósito de definir em poucas palavras o que caracteriza fundamentalmente o engenheiro, o Sr. Pedro Celestino da Costa é levado a ocupar-se de outras profissões para as diferenciar daquela que o interessa e tornar, assim, mais fácil, concreta e objectiva a sua definição. Acontece, porém, que essa necessidade de diferenciar para distinguir o levou a extremar a campos e a reduzir a Arquitectura e a nossa profissão de arquitecto a limites em que, verdadeiramente, nem Ela nem nós cabemos. A Arquitectura aparece, no seu artigo, mutilada, diminuída, limitada a esta coisa vaga e mesquinha: «A Arte de construir edifícios nas proporções e regras determinadas»; e o arquitecto surge ali, bem vistas as coisas, como um decorador, um simples fazedor de «bonitos». Regateia-se-lhe o apoio na Ciência e na Técnica; nega-se-lhe a possibilidade de criar estruturas; afirma-se que a sua função é procurar o que não é utilitário: a forma, a expressão, a proporção; e que, na medida em que visa o utilitário se torna, visìvelmente, engenheiro e não tem mais razão de existir.

Pobre de Arquitectura e pobres dos Arquitectos!

Como é possível desfigurarem-vos tanto, reduzirem-vos a tão pouco, para vos passarem, ao cabo, uma certidão de óbito virtual?

Pois a coisa é simples, extremamente simples. Basta, pelos vistos, uma espécie de sorte de prestidigitação intelectual.

Quando li o artigo pela primeira vez já lhe encontrei esse ar. Da segunda e terceira, porém, tal impressão avolumou-se, a ponto de levar a minha imaginação a construir e a fazer-me «ver» a curiosa cena que a seguir descrevo por amor à sinceridade e à boa-disposição, e em que são elementos principais um prestidigitador, um chapéu alto e um sujeito recalcitrante:

— Feito o necessário silêncio depois da sua entrada triunfal com música apropriada o prestidigitador começou por escrever num papelinho a seguinte proposição

— «O arquitecto não visa fins utilitários. A sua preocupação dominante é a forma, a expressão, a proporção. Isso de fins utilitários é com o engenheiro». Mostrou o papelinho aos espectadores das primeiras filas e deitou-o dentro do chapéu alto. Depois escreveu esta proposição, noutro papelinho: — « O arquitecto não se apoia na Ciência, nem na Técnica. Isso é com o engenheiro». Mostrou o papelinho e deitou-o no mesmo chapéu. Depois ainda, redigiu, mostrou e deitou no chapéu estoutra proposição: — «As formas que o arquitecto cria são pròpriamente objectos e não estructuras. Isso de estructuras é com o engenheiro».

Em seguida agitou o chapéu, pronunciou umas palavras cabalísticas e pronto, a sorte estava feita! E que sorte, que assombro de sorte!!!

Nem mais nem menos do que um golpe mortal, irremediável, nos fundamentos de toda a História da Arquitectura!!!

Realmente, com um sorriso de triunfo, o Mago tirou de dentro do chapéu, despojada da sua feição utilitária, dos seus prodígios técnicos, das suas bases estructurais e reduzida, assim, a uma coisinha insignificante, mesquinha e absurda a História da Arquitectura!

Os espectadores das primeiras filas aplaudiram. No entanto, da bancada de trás, surgiu um recalcitrante! (Há sempre pessoas assim, que não acreditam. Julgam que houve truque, que o resultado estava escondido na manga.)

O Mago, com um sorriso complacente, diz-lhe que fale, que exponha as suas dúvidas; e o recalcitrante, tìmidamente, começou: Perdoe V. Ex.ª mas parece-me que houve truque. O aquitecto sempre visou fins utilitários. Pensam uns tantos milhões de pessoas cultas que quando os arquitectos gregos e os romanos, por exemplo, criaram os teatros, os estádios, os mercados, os banhos públicos, as bibliotecas, as típicas casas de habitação, não foi precisamente em busca «da forma» da expressão, da proporção». Parece-lhes que um edifício de banhos públicos se criou, prosaicamente, para que as pessoas pudessem tomar banho, um teatro para que público pudesse assistir, em grande número e convenientemente, a espectáculos teatrais; um estádio ...

Mas logo o Prestidigitador interrompeu: — Ignorância ... lérias, meu caro Senhor. Pois se o arquitecto, como escrevi e os espectadores aceitaram, não visa fins utilitários, se as suas obras os têm e como apenas os engenheiros os visam, só uma ilação se pode tirar: é que são obras de engenharia ... encapotadas.

Assombro geral e palmas dos espectadores das primeiras filas.

Contudo o recalcitrante ainda voltou à carga:

— Desculpe V. Ex.ª, diz, mas eu pensava ... nós pensávamos ... que os arquitectos sempre se apoiaram na Ciência e procederam como técnicos, tanto como artistas. Tínhamos por nós centenas de milhar de exemplos irrecusáveis. Pensava ... pensávamos ... que os arquitectos sempre criaram estructuras. Íamos mesmo mais longe e supunhamos que só quando as criavam e delas faziam derivar a forma geral das suas edificações, harmoniosamente, realizavam verdadeiras obras de arquitectura. Assim como os templos gregos, por exemplo, que tínhamos, precisamente, como aplicações sábias e admiràvelmente expressivas de um tipo de estructura; assim como os templos românicos, cujas características fundamentais tínhamos por derivadas do tipo de estructura adoptado com abóbadas de berço apoiadas sobre robustos elementos de suporte, assim como as catedrais góticas, prodígios de graça, de elegância, de técnica arquitectónica, cujas características tínhamos por decorrentes da criação do sistema de estructuras ogivais, com as pressões das abóbadas distribuídas sobre elegantíssimos pilares amparados de onde a onde, exteriormente aos edifícios, por arcos-batentes.

Quando o arquitecto Brunelesco concebeu a sua famosa cúpula para a igreja de Santa Maria del Fiori ...

Mas aqui o Mago interrompeu de novo o recalcitrante:

— A que vem tanto exemplo? Não percebo! Pois se os arquitectos não criam estructuras, visto que isso é da competência dos engenheiros como escrevi e os espectadores aceitaram, se todas essas obras as possuem, mas ainda, são fundamentalmente belas estructuras, só duas ilações se podem tirar: — Ou que são obras de engenharia ... encapotadas, ou que o Menésicles, o Vitrúvio, o Bosqueto, o Luzarches, os Cormont, o Villard de Honecourt, o Afonso Domingues, o Brunelesco, o Bramante, o Miguel Ângelo, o Grópios, o Lloyd Right, o Corbusier e tantos milhares de arquitectos famosos eram e são engenheiros ... encapotados.

O recalcitrante calou-se, sucumbido e o Mago, concluída a primeira parte da sua sorte, passou à segunda. Desta vez escreveu num só papel as seguintes frases:

— Em primeiro lugar, a técnica ou arte de construir edifícios é hoje, um capítulo apenas de toda a vastíssima técnica e arte da construção em geral. — Em segundo lugar, raríssimas são as construções actuais que não visam fins marcadamente utilitários. — Em terceiro lugar, os fins utilitários visam-se com o recurso à técnica científica da engenharia».

Mostrou o papel aos espectadores das primeiras filas, que aprovaram com solenes acenos de cabeça, deitou-o no chapéu, agitou-o, pronunciou de novo as palavras cabalísticas e logo se ouviu um grande estrondo, acompanhado com um forte cheiro a enxofre. Eram os arquitectos que tinham deixado de existir, por inúteis!!! Com efeito o Mago retirou logo em seguida da cartola o mesmo papel onde aparecia escrita por artes mágicas, com letras luminosas, mais a seguinte frase:

— Em quarto lugar, como consequência natural do que foi escrito em primeiro, segundo e terceiro, acabaram-se os arquitectos! Paz à sua alma!

Perdoe V. Ex.ª, Senhor Director e perdoe-me o Senhor engenheiro Pedro Celestino da Costa a introdução, numa carta tão séria, do relato desta peça de sã e risonha ironia com que a minha imaginação me presenteou.

Penso que esta ironia sem maldade não envolve falta de respeito, coisa que nunca perdoaria a mim mesmo; e penso mais que neste país de Acácios, em que todos os dias se versam com ar solene e doutoral os assuntos mais desprovidos de interesse, de elevação e de seriedade, prestaremos um bom serviço os que, ao invés, abordamos problemas sérios com seriedade intelectual, mas sem cavar rugas na testa do leitor.

Em verdade a Arquitectura e a profissão de arquitecto saem bastante diminuídas e desfiguradas, de certo modo por artes de prestidigitação intelectual, do artigo do Sr. engenheiro Pedro Celestino da Costa, cuja correcção, cujos elevados propósitos são, de resto, evidentes e a quem presto as minhas homenagens por esse facto.

Em verdade os arquitectos sempre visaram fins utilitários e sempre recorreram à Ciência e procederam como técnicos, além de artistas.

A sua intervenção profissional em todos os tempos, teve por objecto fundamental resolver problemas de utilidade pública e particular... problemas de segurança, de conforto, de salubridade, de economia, de rendimento de trabalho, etc., etc. Foi como técnicos que abordaram esses problemas. Raciocinando e experimentando, socorrendo-se da matemática, da geometria, da física, buscaram para eles soluções eficientes.

Não se limitaram, porém, a encontrar essas soluções e quiseram que elas fossem, além de eficientes, belas e expressivas; e só quando o conseguiram fizeram verdadeiras obras de Arquitectura.

Nessa capacidade de aliarem a sua objectividade de técnicos com a sua fantasia de artistas, consistem os dons do arquitecto; e na como que espiritualização da técnica, na dramatização das estructuras e dos materiais reside, precisamente, o prestígio da Arquitectura ... aquele prestígio que faz de certos edifícios os testemunhos mais perfeitos e completos do grau de cultura e civilização dos povos.

De resto — e quase me envergonho de ter ainda de dar esta explicação — os cursos de Arquitectura, por todo esse vasto mundo, não são pròpriamente cursos de desenho, de composição decorativa. A geometria descritiva, a matemática, a resistência dos materiais, o cálculo de estructuras são parte fundamental desses cursos.

Se em Portugal, modernamente, os arquitectos não usam calcular estructuras e se acabam, mesmo, com o

andar do tempo, por desaprender bastante do que a esse respeito aprenderam, isso deve-se, em parte avantajada, à existência de disposições legais que dão quase que o exclusivo da prática de calcular aos engenheiros, notóriamente com o propósito de lhes garantir trabalho, uma vez que são muito numerosos e que o País é pobre de empreendimentos em que o seu saber e a sua formação profissional tenham mais elevada aplicação. Mas feia coisa me parece que a boa-vontade com que os arquitectos aceitaram ser privados de um direito em benefício dos engenheiros, porque compreendem os seus problemas e porque têm como muito útil a sua colaboração, seja tomada como fraqueza, como incapacidade e daí se faça ponto de partida para os privar de mais qualquer coisa ainda. Para os privar, até, da própria razão de existirem, conforme se chega a depreender daquelas frases que o Sr. engenheiro Pedro Celestino da Costa escreveu e eu fiz sair da pena do prestidigitador na segunda parte da sua sorte, e ainda da convicção manifestada de que a forma e a expressão se poderão (deverão até) atingir por processos inteiramente diversos dos que caracterizam a arte do arquitecto, isto é, que a Ciência do engenheiro poderá, além de tudo o mais, substituir também a sensibilidade, a intuição, a cultura artística, a ginástica criadora do arquitecto.

A esse respeito e sem receio de ser tomado por profeta barato, ainda ousarei assegurar ao meu filho e aos meus netos se acaso os tiver e quiserem cursar arquitectura, que o façam sem o receio de escolher uma profissão em vias de desaparecer ou, sequer, de perder a sua importância secular.

* * *

Parece-me que o Sr. Pedro Celestino da Costa, arrastado longe de mais pela preocupação de definir e por um certo orgulho na profissão que escolheu (que aliás só lhe fica bem), subestima a importância e a amplitude do movimento científico e técnico dos nossos tempos e comete um pecadilho de vaidade profissional quando manda pôr em letra de fôrma e passar ao domínio público conceitos como este: — «Neste sentido (a aplicação da técnica com fins humanos) é mesmo possível que se venha a reconhecer a necessidade de confiar, pelo menos a administração (falava-se antes de política e administração) ao engenheiro. Só ele, porventura, com a sua preparação técnico-científica, e com uma mais apurada educação humanista estará em condições de saber tirar todo o partido das possibilidades que a técnica hoje oferece».

Essa ideia de que a Ciência e a Técnica são uma espécie de coutadas onde só o engenheiro pode caçar transparece, de resto, em vários passos do artigo.

Ora a verdade é que o recurso à Ciência e à Técnica cada vez em maior grau é uma característica dominante dos nossos tempos, válida para inúmeras actividades humanas, para numerosas profissões, até para aquelas que se ocupam do indivíduo e das relações entre os indivíduos.

Veja-se o que se passa com a Medicina, por exemplo, cujo exercício se faz cada vez mais com o recurso a complexa e variada aparelhagem — de raios X, de raios ultra-violetas, para respiração artificial, etc., etc., com o recurso à química, à física e nem por isso deixou de ser Medicina; e é o que se passa com a Arquitectura. Não se tornou engenharia por recorrer à Ciência e à Técnica. Sempre o fez e agora passou apenas a recorrer a uma Ciência e a uma Técnica mais desenvolvidas tal e qual como sucede com as outras actividades.

Acontece, porém, e aí quero eu chegar, que o desenvolvimento técnico e científico dos tempos modernos atingiu já tais proporções, que um homem não tem capacidade para abarcar mais do que uma pequena parcela dos conhecimentos gerais e é forçado, assim, a buscar a cooperação de homens que se dedicarem a outros ramos de actividade, para realizar as complexas tarefas do nosso tempo que lhe incumbem. É a era da cooperação indispensável que se inicia!

Mesmo dentro de cada profissão vai-se tornando difícil, impossível já em muitos casos, abarcar a soma de conhecimentos inerentes a essa profissão. Só uma colaboração entre-profissões, entre especialistas da mesma profisão nalguns casos, permitirá tirar todo o partido do imenso arsenal dos conhecimentos humanos.

Os arquitectos estão sujeitos a essa fatalidades histórica.

Sentem-no, sabem-no e não querem eximir-se a ela. Pelo contrário. Desejam que os outros técnicos, frequentemente os engenheiros civis, intervenham com os arquitectos na obra de Arquitectura. Ela só pode beneficiar com tal intervenção.

Mas entendem que esta posição de humildade em face dos imensos recursos da técnica actual e da vastidão dos conhecimentos humanos, este reconhecimento da necessidade de colaboração, não pode ser unilateral.

Abrem os braços e o coração aos engenheiros civis, mas desejam que tragam, realmente, propósitos de colaboração e não de conquista. E pensam mais, que a mesma fatalidade histórica terá de levar os engenheiros civis a reconhecerem a necessidade da colaboração dos arquitectos em algumas das suas obras. Seremos seus colaboradores leais e esforçados sempre que essa colaboração for conveniente. Pretendemos apenas que façam o mesmo connosco.

Peço-lhe que me desculpe, Sr. Director, o tempo que lhe roubei e, porventura, o espaço que vier ocupar na Revista que tão criteriosamente dirige.

Com a mais elevada consideração

Francisco Keil Amaral

Lisboa, 19 de Agosto de 1949.

BIBLIOTECA

PUBLICAÇÕES

Todas as publicações aqui indicadas, são pertença da Biblioteca da A. E. I. S. T. e podem ser consultadas a partir desta data.

C. D. 621 (003.4)

Manual 1 DIN. Normas fundamentales

Bilbao: Edit. Balzola, 5.ª ed. 1949 — 249 págs., Pts. 40

Na tradução do «Manual 1 DID., Normas fundamentais, não se seguiu exactamente a 10.ª edição alemã. Não se incluiram algumas normas cuja tradução consideramos dever-se reservar a um organismo oficial. Omitiram-se outras de interesse secundário para a nossa técnica e também se realçaram algumas de carácter fundamental.

C. D. 669.18 (73)

Steel Making in America

Por DOUGLAS A· FISHER

Edição da «United States Steel Corporation»

Steel Making in America describes, in simple terms, the manufacture of steel in the United States from raw materials through finished steel products ready for shipment from the mills. A brief history of the iron and steel industry from earliest times to the present is also included.

C. D. 665.5 (469 — Cabo Ruivo) + 627.2 (469-Lx)

Notice sur Le Port de Lisbonne et Description sommaire de la raffinerie de Petrole à Cabo Ruivo

Por JOAO CALOS ALVES

Edit. pela «Administração Geral do Porto de Lisboa»

I — Parte: Le Port de Lisbonne
II — Parte: Raffinerie de la Petrole de la «Sacor»
Lisboa, 1949 — 23 páginas

C. D. 625 (460) (05) «1947»

Relatório da Direcção-Geral de Caminhos de Ferro (1947)

Ed. do Ministério das Comunicações
Lisboa, 1948

C. D. 539.3:517.544.2

Aplicacion de la Funcion Green a la Elasticidad

Publicado nos n.os 41, 42 e 43 da revista «Alfa».

C. D. 330 (05): 378 (469-Lx.)

Economia e Finanças

ANAIS DO I. S. C. E. F.
Ed. da Universidade Técnica de Lisboa
Lisboa, 1948 — Vol. XVI

C. D. 621.9

Equipamento para oficina

Por IAN BRADDEY e NORMAN F. HOLLMS
Editor Chopman & Hal, Ltd. — Londres
224 págs. — Preço 13 s. 6 d.

Os autores deste livro fornecem conselhos e sujestões valiosas sobre o equipamento e sobre o funcionamento de uma oficina. A vasta experiência dos autores permitiu-lhes escrever especialmente para aqueles que procuram as ferramentas mais adequadas para uso na sua especialidade. Os autores esperam também que o conteúdo do presente livro sirva de encorajamente ao verdadeiro mecânico, para construir as suas próprias ferramentas, ou para permitir-lhe uma melhor utilização daquelas que ele já possua.

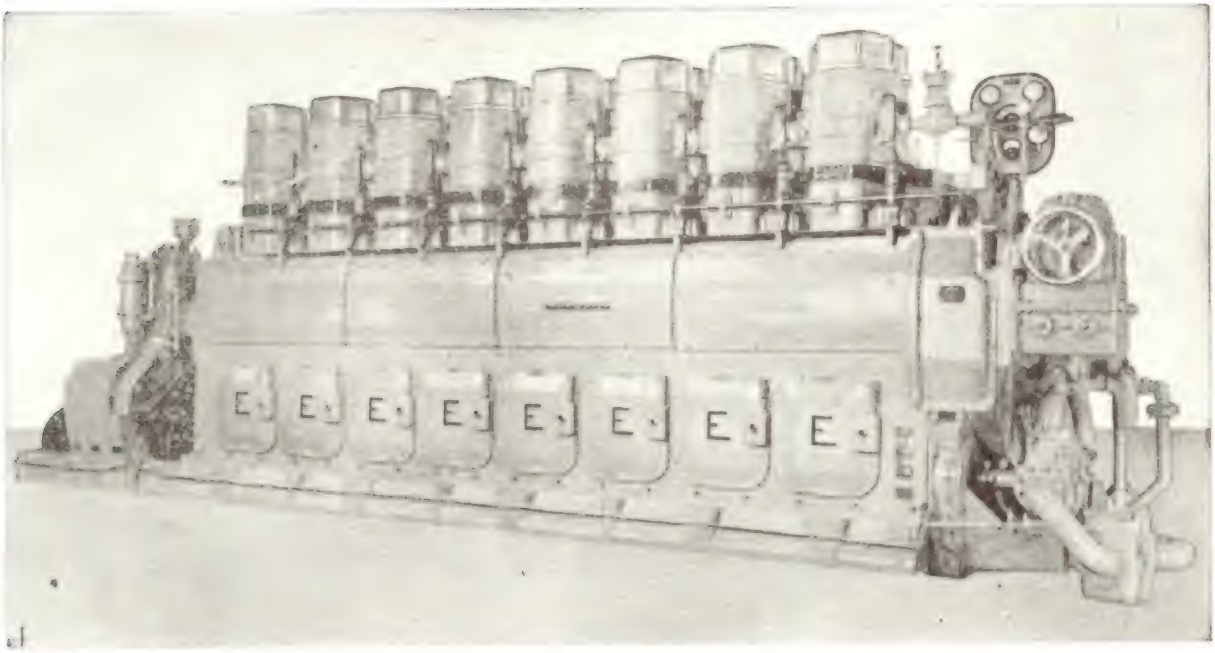
O presente livro é acompanhado de ilucidativos diágramas e fotografias.

REVISTAS

		C. D.
Actividade Económica de Angola, n.º 21	Portugal	338
Aeroplane (The), n.os 1985 a 1996, 1997	Inglaterra	629.13
Aircraft Engineering, n.os 245 a 247	Inglaterra	629.13
Air France Revue, 1949	França	796.51
Alfa, n.º 51 a 52	Espanha	62/69
Anais do Club Militar Naval, Julho-Dezembro, 1948	Portugal	623

ENTERPRISE

ENGINE & FOUNDRY COMPANY — U. S. A.



MOTORES DIESEL MARÍTIMOS — MOTORES DIESEL ESTACIONÁRIOS

GRUPOS DIESEL-GERADOR

45 a 2100 HP — **200 a 850 RPM** — **3 a 8 cilindros**

- Bloco de cilindros fundido numa só peça.
- Base fundida numa só peça.
- Camisas em contacto directo com a água.
- Cabeças de cilindro individuais.
- Cambota em aço forjado.
- Tirantes em aço forjado, Tipo marítimo.
- Bombas de injecção individuais.
- Válvulas em aço « SILICHROME »
- Lubrificação forçada.
- Balanceiros com sistema hidráulico para eleminação de folga.
- Válvula de arranque em todos os cilindros.
- Com ou sem sobre-alimentação.

CONSTRUÇÃO ROBUSTA — SERVIÇO CONTÍNUO — ECONOMIA

REPRESENTANTES:

• TERMO-MECANICA •

LIMITADA

AVENIDA ALMIRANTE REIS, 247, 1.º — **LISBOA**

		C. D.
Agros, n.º 1, 1949	Portugal	631
Arcos, n.º 113	Bélgica	621.791
Arquitecto Constructor (El), n.ºs 685 a 688	Argentina	72
Arquitectura Portuguesa, n.º 154	Portugal	72
Asea Journal, n.ºs 5-6, 7, 1949	Suécia	621 3
Asea-Revue, n.º 1, 1949	Suécia	621.3
Boletim da Junta Nacional da Cortiça, n.ºs 125 a 129	Portugal	679
Boletim Mensal de Estatística, n.ºs 2 e 3, 1949	Angola	31
Brotéria, Fasc. 2, 3 e 4, 1949	Portugal	1+2+3+7+8
Bulletin du Congrés des Chemins de Fer, n.ºs 7, 8 e 9, 1949	Bélgica	385
Bulletin Oerlikon, n.º 276	Suíça	621.3
Cemento y Hormigón, n.ºs 183, 184 e 185	Espanha	666.9
Chronique des Mines Coloniales (La), n.ºs 155 a 158	França	622
Ciencia y Tecnica, n.ºs 564 a 566	Argentina	62/69
Compressed Air Magazine, n.ºs 6 a 8, 1949	E. U. A.	621.5
Dyna, n.ºs 6 a 8, 1949	Espanha	62/69
Electrical Communication, n.º 2, 1949, e número especial com índice bibliográfico	E. U. A.	621.39
Engenheiro Westinghouse (O), Agosto, 1949	E. U. A.	621.3
Engineering, n.ºs 4351 a 4363	Inglaterra	62/69
Excavating Engineer, Junho e Agosto, 1949	E. U. A.	624.152
France, n.º 6	França	796.51
Gazeta dos Caminhos de Ferro, n.ºs 1477 a 1479, 1481 e 1482	Portugal	385
Indústria Portuguesa, n.ºs 255, 256 e 257	Portugal	62 69
Indústria e Técnica, n.º 25	Portugal	62/69
Informaciones Iram, n.ºs 3, 4 e 5, 1949	Argentina	389.6
Ingenieria (La), n.ºs 889, 890	Argentina	62
I. T. Information, 53	Portugal	659.2
Máquinas e Metais, Julho e Agosto, 1949	Portugal	621.9/546.3
Memorial del Estado Mayor, Jan. a Março, 1949	Colombia	623
Ossature Metalique, n.ºs 7-8 e 9, 1949	Bélgica	624.014
Quaderni di Architettura, n.º 29	Itália	72
Revista de Artilharia, n.ºs 286 a 290	Portugal	623
Revista de Caminos, n.ºs 1 a 3, 1949	Chile	625
Rivista del Catasto e dei Servizi Tecnici Erariali, n.º 3, 1948	Itália	624/628
Revista Electrotécnica, n.ºs 4, 5, 7 e 8, 1949	Argentina	621.39
Revista Municipal de Engenharia, n.º 1, 1949	Brasil	624/628
Revista de Obras Públicas, n.ºs 2811 a 2813	Espanha	624/628
Revista da Ordem dos Engenheiros, n.º 65, 66 e 67	Portugal	62
Revue Brown Boveri, n.ºs 1 a 4, 1949	Suíça	621.3
Revue Technique Sulzer, n.º 1, 1949	Suíça	631.3
Seara Nova, n.ºs 1117-1131	Portugal	3+7+8
Suissa Tecnica, n.º 1, 1949	Suíça	62/69
Técnica Metalurgica, n.º 40	Espanha	669+624.014

FICHEIRO

Sob esta rubrica, figuram só as fichas dos artigos que nos mereceram maior atenção e estão contidos nas revistas recebidas nesta Biblioteca.

Química Inorgânica

C. D. 546.08

Le os nombres de los elementos químicos — *Puig Rosado, Fernando.*

Alfa, 5-949, n.º 51, págs. 24/36.

Gravuras

C. D. 76.021

Gerografia, nn procedimiento de impresión en seco

Dyna, 6-949, n.º 6, pág. 209.

Radiotecnia

C. D. 621.396.69

Algunas notas sobre la teoria de filtros — *Luís T. Nogues.*

Dyna, 6-949, n.º 6, págs. 193/205.

Fábrica Nacional de Condutores Eléctricos, L.da

VENDA NOVA — AMADORA

•

CONDUTORES ELÉCTRICOS

C E L

Fabricados pela indústria nacional segundo as Normas de segurança das instalações de Baixa Tensão

•

CONCESSIONÁRIOS GERAIS:

SODIL — Sociedade Distribuidora, L.da

R. NOVA DA TRINDADE, 15-C

L I S B O A

Turbinas

C. D. 620.192.251

Leos ensayos de fluencia y su valoración en la construcción de las turbinas de gas (*) — *W. Siegfried.*

Ciencia y Tecnica, 8-949, vol. 113, n.° 566, págs. 106/128.

(*) Publicado na Revista Técnica Sulzer, n.° 4, 1948.

Higiene

C. D. 613.5:72

Higiene e Arquitetura — *Filipe dos Santos Reis.*

Revista Municipal de Engenharia (P. D. F.) Jan.-Março 1949, n.° 1, págs. 43/50.

Motores Térmicos

C. D. 621.132.8

Principes d'un project de locomotives san foyer — *Bianchedi, Ricardo.*

Bulletin du Congrès des Chemins de Fer, 9-949, vol. XXVI, n.° 9, págs. 733/753.

C. D. 621.437

Anplitud angular e irregularidad de la velocidad de rotación en las máquinas de pistones (*) — *A. Kleiner.*

Ciencia y Tecnica, 7-949, vol. 113, n.° 565, págs. 36/52.

(*) Publicado na Revista Técnica Sulzer, n.°s 3/4, 1947.

Vias de Comunicação

C. D. 625.23

Construção metálica de carruagens de caminhos de ferro — *Rogério Vasco Ramalho.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 6-949, n.° 66, págs. 344/367.

Matemática

C. D. 517.53:62

Áplicaciones técnicas de las funciones de variable conpleja — *Juan B. Kerver.*

La Ingenieria, Jan.-Fev. 1949, n.° 898, págs. 3/16.

Indústrias de alimentação

C. D. 664.1

Un nuevo processo que retiene las vitaminas del azúcar.

Dyna, 7-949, n.° 1, pág. 271.

Urbanismo

C. D. 711.7:625.42 (469.4-Lisboa)

Metropolitano de Lisboa (O) — *Francisco de Mello e Castro.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 5-949, n.° 65, págs. 265/295.

Economia

C. D. 33

Eficiencia industrial y laboral. Amortización del equipo produtor y determinación del precio de coste — *Miguel Garan Riu.*

Dyna, Jul.-Ag. 1949, n.°s 7 e 8, págs. 231/256, 291/314.

C. D. 33:662.758 (4)

Abastecimento da Europa em petróleo e o problema dos carburantes nacionais (O) — *Edmond Zédet.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 6-949, n.° 66, págs. 321/343.

C. D. 331:62:004 (469)

Sugestão sobre organização da engenharia portuguesa — *Ricardo E. Teixeira Duarte.*

Revista da Ordem dos Engenheiros, 7-949, n.° 67, págs. 382/397.

Física

C. D. 531.25

El método de los momentos primarios — *Axel Efsen.*

Ciencia y Tecnica, 7-949, vol. 112, n.° 564, págs. 323/356.

Tracção eléctrica

C. D. 621.337

Ccmande individuelle des essieux (La) — *M. Adolphe, M. Hug.*

Bulletin du Congrès des Chemins de Fer, 9-949, vol. XXVI, n.° 9, págs. 154/181.

Caminhos de ferro

C. D. 621.431.72(85)

Autorails légers du «Central Railway of Peru» — *M. J. L. Koffman.*

Bulletin du Congrès des Chemins de Fer, 7-949, vol. XXVI, n.° 7, págs. 589/608.

Publicam secções de bibliografia técnica as seguintes revistas recebidas na nossa Biblioteca:

CIENCIA Y TECNICA
REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS
DYNA
CEMENTO Y HORMIGON
REVISTA DA ORDEM DOS ENGENHEIROS
ALFA
BULLETIN DU CONGRÈS DES CHEMINS DE FER
L'OSSATURE MÉTALIQUE
AIRCRAFT ENGINEERING
AGROS
BOLETIM DA JUNTA NACIONAL DA CORTIÇA
BROTÉRIA

TOPOGRAFIA GERAL

Pelo Eng.º CARVALHO XEREZ

VOLUME I

Generalidades. Representação do terreno
Leitura e utilização das cartas
Medição de distâncias. Medição de ângulos
Nivelamento
Apoio dos levantamentos
Métodos clássicos de levantamento

VOLUME II

Levantamentos subterrâneos
Métodos fotogramétricos de levantamento
Erros e compensações de observações
Cartografia
Astronomia geodésica. Complementos de geodesia
Aplicações

PREÇO DE CADA VOLUME ENCADERNADO

150$00

Desconto de 10 % aos nossos assinantes

Edição da TÉCNICA